JAHRGANG LVIII. 1908. HEFT VII BIS IX.

Das neue Kriminalgericht in Berlin-Moabit.

Vom Königlichen Baurat C. Vohl in Berlin.

(Mit Abbildungen auf Blatt 38 bis 44 im Atlas.)



Abb. 1. Ansicht der Ecke Rathenower und Turmstraße.

Das in den Jahren 1877 bis 1882 im nordwestlichen Stadtteile Berlins mit seinen Hauptfronten an der Rathenower Straße und der Straße Alt-Moabit errichtete Kriminalgericht, in welchem bisher die Strafabteilungen der Landgerichte und Amtsgerichte I und II Berlin untergebracht waren, genügte räumlich schon seit einer Reihe von Jahren seiner Zweckbestimmung nicht mehr. Um auch nur einigermaßen den bescheidensten Anforderungen genannter Behörden an Geschäftszimmer und Verhandlungssäle zu entsprechen, mußte schon vor längerer Zeit in Nachbarstraßen eine Anzahl Privaträume hinzugemietet werden, ein dürftiger Notbehelf, der bei seinen vielen Unzuträglichkeiten für einen geordneten Geschäftsgang baldige Abhilfe erheischte. Als sodann mit der Neugestaltung der Berliner Gerichtsbarkeit, deren Inkrafttreten vom 1. Juni 1906 ab in Aussicht genommen wurde, für die Strafabteilungen der um eins zu vermehrenden Landgerichte und der vier Amtsgerichte Berlin-Mitte, Tempelhof, Schöneberg und Wedding ein derartiger Umfang zu erwarten war, daß das bisherige Kriminalgerichtsgebäude nur zur Deckung eines geringen Teiles des Raumbedarfes noch ausreichen konnte, wurde die Errichtung umfangreicher Neubauten sowohl für die Zwecke der Gerichtsverhandlungen und der mit diesen zusammenhängenden Geschäftsverwaltung, als auch für die Unterbringung und Versorgung einer nunmehr erheblich größeren Anzahl von Untersuchungsgefangenen ein unabweisbares Erfordernis.

Bauplatz. Die aus geschäftlichen und verwaltungstechnischen Gründen gebotene Notwendigkeit, die Neubauten in möglichste Nähe des alten Kriminalgerichts und des allen Strafabteilungen gemeinsamen Untersuchungsgefängnisses zu rücken, sowie der günstige Umstand, daß nördlich des bisherigen Gerichtsgrundstückes ein hinreichend großer — fälschlicherweise als kleiner Tiergarten bezeichneter — Bauplatz sich noch im Besitze des Justizfiskus befand, ließen bezüglich

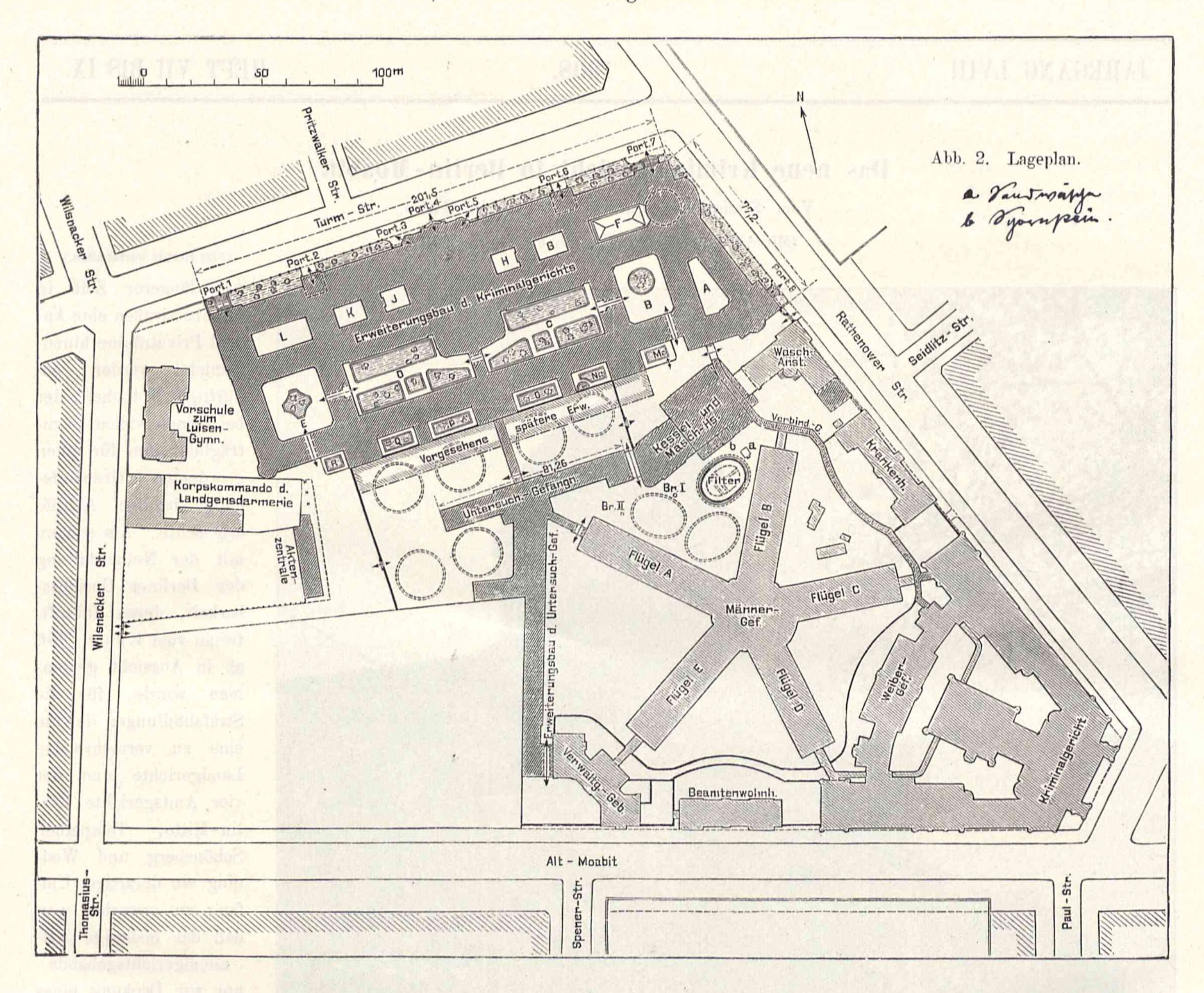


Abb. 2. Lageplan.

der Platzfrage von vornherein keinen Zweifel übrig. Der Bauplatz ist in seiner äußeren Begrenzung aus dem Übersichtsplane (Text-Abb. 2) ersichtlich. Mit seiner südlichen Begrenzung unmittelbar an die Umwehrungsmauern der alten Gefängnishöfe und an eine Reihe von Privatgrundstücken der Straße Alt-Moabit und der Wilsnacker Straße anschließend, ist er in langgestreckter Form mit seiner rd. 205,5 m langen Hauptaußenfront nördlich der Turmstraße, mit der nach Niederlegung eines Teiles der alten Umwehrung 90 m langen Ostfront der Rathenower Straße zugekehrt. Westlich bilden in einer Länge von rd. 46 m die Wilsnacker Straße, in der Hauptausdehnung jedoch zwei fiskalische, dem Korpskommando der Landgendarmerie und dem Königlichen Luisengymnasium gehörige Grundstücke die Grenze. Der Übelstand, daß letztere als geknickte Gerade einen für die Gestaltung der seitlichen Gebäudefront ungünstigen Verlauf zeigte, wurde durch einen Austausch gleich großer Grundstücksteile beseitigt und hierdurch neben einer stetig geradlinigen, senkrecht zur Turmstraßenflucht gerichteten Begrenzung eine Erweiterung der Hauptfrontlänge um rd. 5,5 m auf rd. 210 m erreicht. An Flächeninhalt entfallen auf das für die Zwecke der Neubauten hinzugekommene Gelände 29 140 qm, während die alte Anlage einschl. der Höfe und Vorgärten einen Flächenraum von 38 066 qm bedeckt. Von letzterem mußte noch ein erheblicher Teil für die Gefängniserweiterung sowie für wirtschaftliche Nebenanlagen in Anspruch genommen werden. Die Gesamtgröße des nunmehr den Zwecken des Kriminalgerichts dienenden Geländes beträgt demnach 67 206 qm. Nach Abzug der Vorgartenflächen bleiben für Bauland rund 65 304 qm, wovon nach der Baupolizeiordnung für den Stadtkreis Berlin vom 15. April 1897 rd. 39 025 qm für die zulässige Bebauung in Frage kamen.

Raumprogramm. Nach Aufgabe sämtlicher bisher angemieteten Privaträume verblieben im alten Kriminalgerichtsgebäude für das Landgericht I nur die dem Schwurgericht dienenden Säle, außerdem für die drei Landgerichte gemeinsam der im ersten Stockwerk an der Ecke der Rathenower Straße und Alt-Moabit gelegene große Saal für Aufsehen erregende Verhandlungen mit den dazu gehörigen Nebenräumen. Der übrigbleibende Teil des Gebäudes wird vollständig für die Strafabteilungen des Amtsgerichts Berlin-Mitte in Anspruch genommen, nachdem durch die inzwischen bereits erfolgte Anlage neuer Treppen und Zugänge eine sichere Führung der Angeklagten und abgesonderte Zuleitung der Zuhörerschaft zu den Verhandlungen ermöglicht und dadurch bisher schwer empfundene Mißstände abgestellt worden sind.

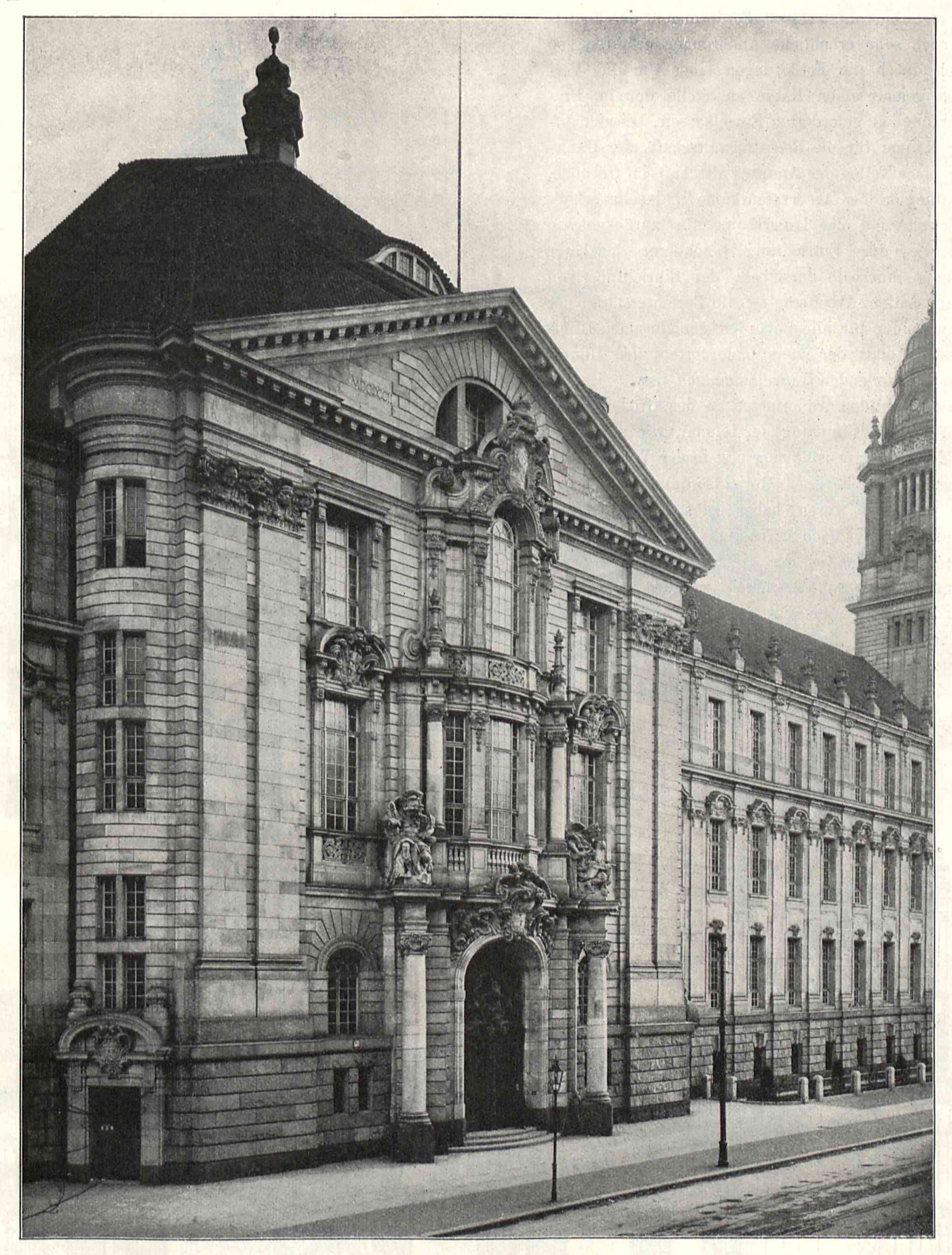
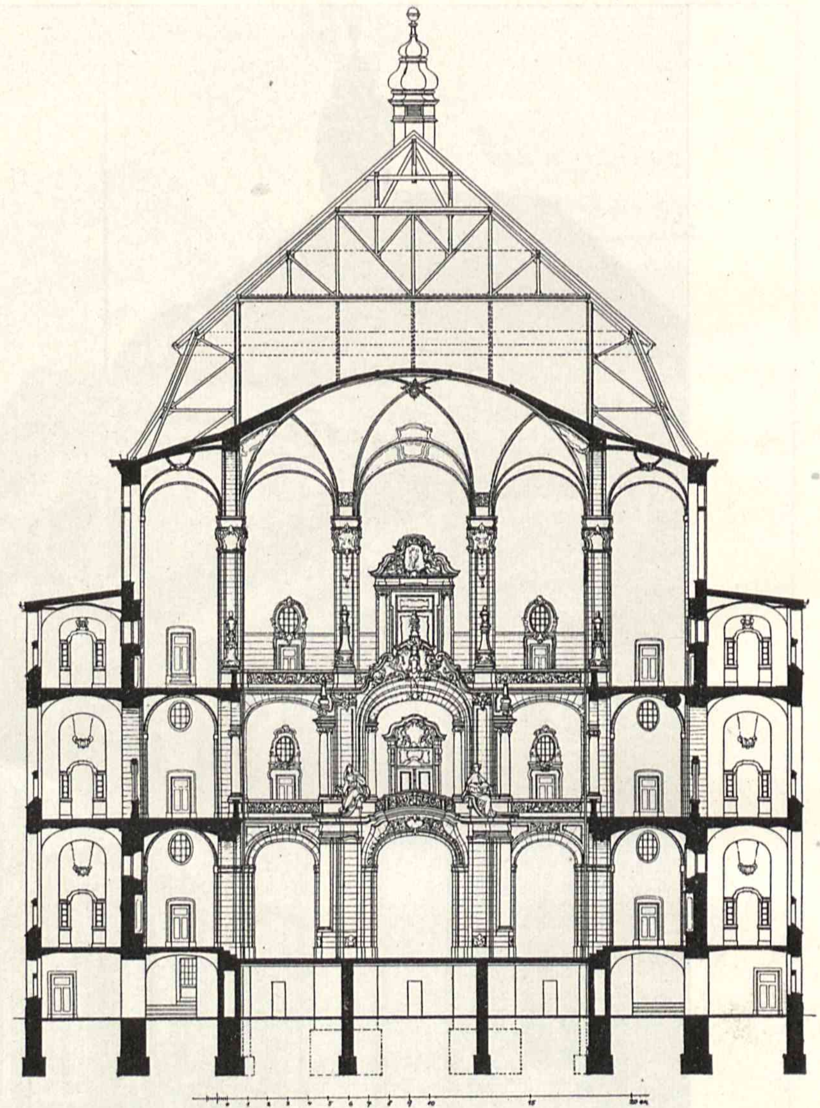


Abb. 3. Ansicht des Mittelrisalits in der Turmstraße.

Für den Neubau wurden dann 2 Schwurgerichtssäle, 13 Strafkammersäle, 6 Schöffensäle nebst den zugehörigen Richter- und Beratungszimmern und 691 Achsen für Geschäftszwecke, außerdem eine größere Anzahl von Warteräumen, Wartezellen, Aborten und Dienstwohnungen für Hauspersonal und Unterbeamte gefordert. Zu diesem allgemeinen Bauprogramm wurden in der Folge in den Verhandlungen des aus Vertretern der Justizbehörde und des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gebildeten besonderen Bauausschusses betreffs der inneren Raumanordnung, Verteilung der einzelnen Gerichtsverwaltungen sowie anderer baulicher Maßnahmen, die sich namentlich auf die Überwachung der Zuhörereingänge, die Zuführung der Untersuchungsgefangenen, Anordnung von Verbindungsgängen nach dem neuen Gefängnis und dem alten Gerichtsgebäude, Verteilung der Wartezellen, der Botenzimmer und Aktenaufzüge, der Aktensammelstellen usw. beziehen, ergänzende Bestimmungen getroffen. Während der Bauausführung selbst hat dieses Programm infolge nach-

träglich erst hervorgetretener Forderungen der Justizbehörde noch sehr erhebliche Änderungen erfahren, so namentlich durch die Forderungen einer für alle Verwaltungen gemeinsamen Kasse an Stelle der im Programm anfänglich geforderten Einzelkassen, beisammenliegender Räume für die Rechtsanwaltschaft, der Unterbringung eines Teiles der Amtsanwaltschaft im Gebäude, der Schaffung großer Asservatenräume und sehr erheblicher Erweiterung der Lagerräume für zurückgelegte Akten sowie der Einrichtung besonderer heizbarer Bureauräume innerhalb derselben, der Einrichtung von Erfrischungshallen, Arbeitsräumen für Berichterstatter der Presse und einer für alle Behörden gemeinsamen Briefannahmestelle statt der zuerst geforderten, den Haupteingängen zuzuteilenden Einzelannahmen usw.

Diese dauernden Änderungen in der Größenabmessung und Zweckbestimmung der Räume, wie solche bei der zur Zeit der Bauausführung erst in der Vorbereitung begriffenen neuen Berliner Gerichtsordnung allerdings nicht zu vermeiden waren, haben selbstverständlich für die Bauausführung vielfach Schwierigkeiten und Störungen herbeigeführt, so daß es der größten Anstrengung bedurfte, um bei der von vornherein so kurz bemessenen Bauzeit die rechtzeitige Fertigstellung des Baues zu ermöglichen. Auch die später eingetretene Notwendigkeit, dem größten Teil der Strafabteilungen des Amtsgerichts Berlin-Mitte während des Umbaues des alten



1:375.

Abb. 4. Schnitt *gh* durch die Haupthalle (vgl. Grundriß Abb. 2 Bl. 41).

Abb. 5. Schnitt *ab* (vgl. Grundriß Abb. 2 Bl. 41). 1:375.

Abb. 6. Schnitt *cd* durch die Haupthalle (vgl. Grundriß Abb. 2 Bl. 41).

Gerichtsgebäudes für die Zeit eines Jahres im Neubau ein vorläufiges Unterkommen zu schaffen, hat nochmals für den in Frage kommenden Gebäudeteil die endgültige Zweckbestimmung der Räume nicht unwesentlich beeinflußt.

Grundrißanordnung. Aus den Grundrissen auf Bl. 41 u. 42 ist die Verteilung der Verhandlungssäle und Geschäftszimmer auf die einzelnen Gerichtsbehörden ersichtlich, wie solche nach wieder erfolgter Ingebrauchnahme des Altbaues durch das Amtsgericht Berlin-Mitte jetzt festgelegt ist und voraussichtlich für absehbare Zeit ihre Gültigkeit behalten dürfte.

Von dem eingangs näher beschriebenen Baugelände wurde der südliche Teil zu einem Gefängniserweiterungsbau für 450 Untersuchungsgefangene sowie zur Anlage eines Kessel- und Maschinenhauses bestimmt. Für das Gerichtsgebäude stand der ganze nörd-

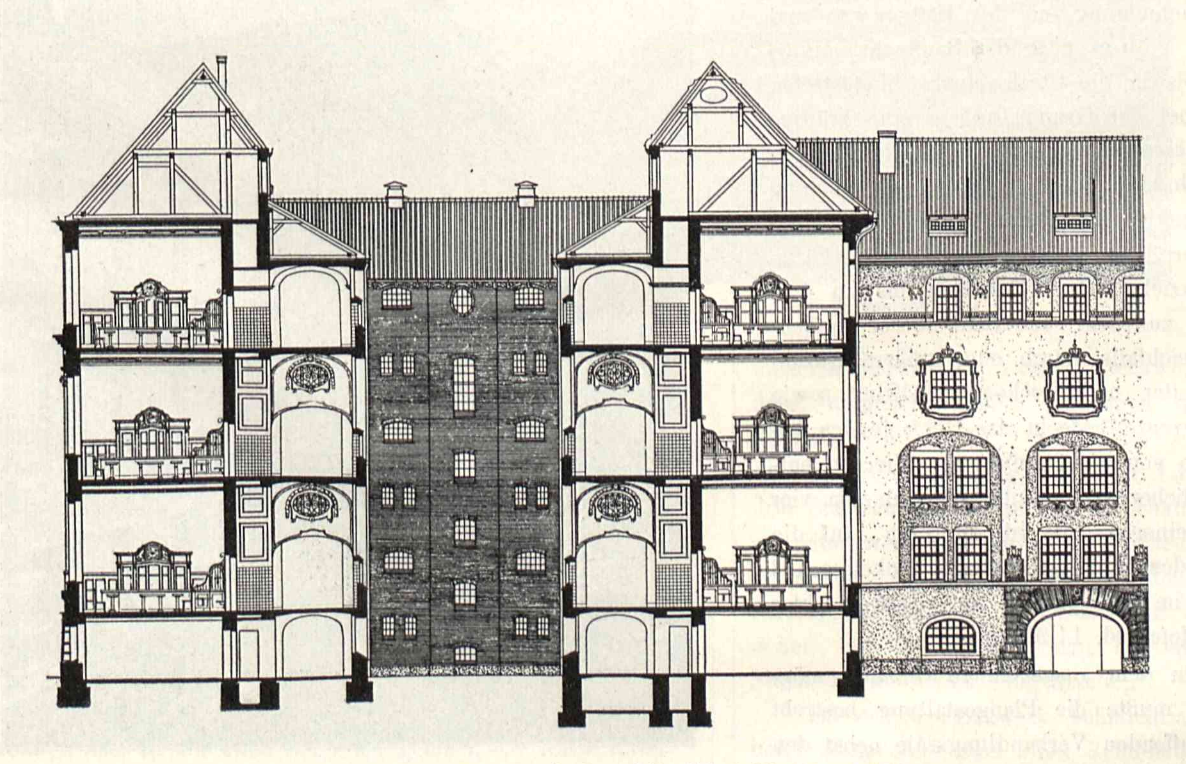


Abb. 7. Schnitt *ef* (vgl. Grundriß Abb. 2 Bl. 41). 1 : 375.

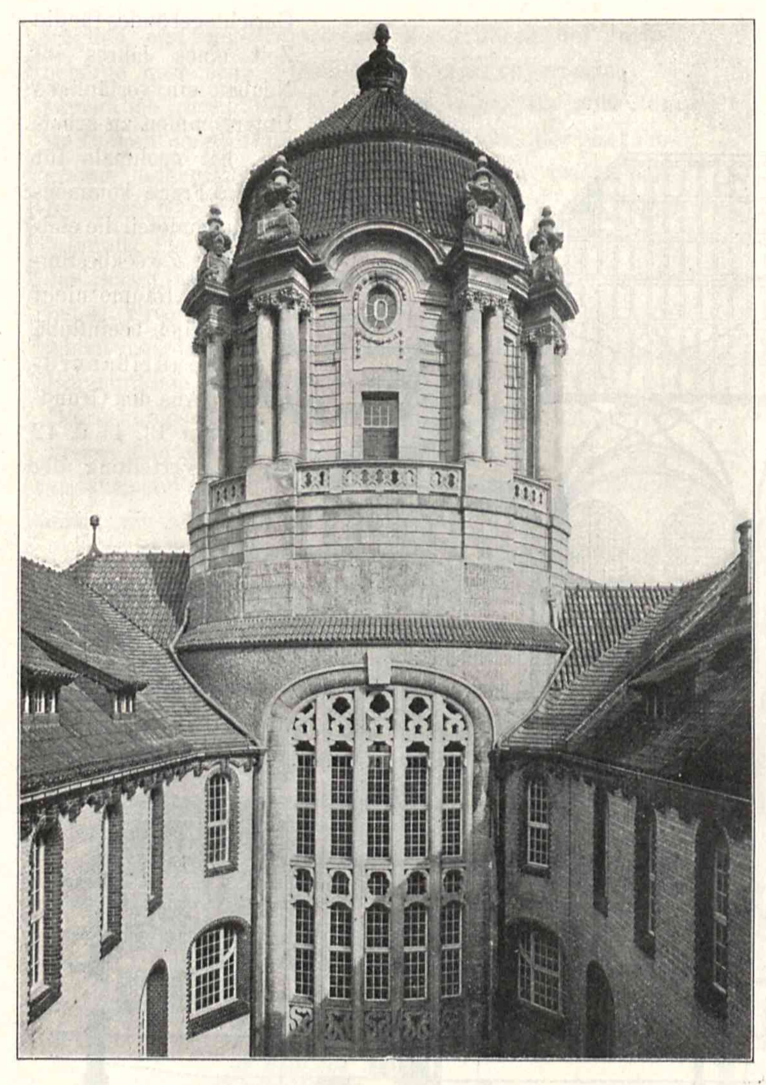


Abb. 8. Ansicht des Eckturmes vom Hofe F aus.

liche Teil in einer Länge von rd. 210 m und einer Tiefe von rd. 86 m zur Verfügung.

Die seitens der Berliner Baupolizei nach vorherigen Verhandlungen erteilte Genehmigung, an der Rathenower und Turmstraße Risalite bis 2,50 m über die Bauflucht, einige Architekturteile sogar bis in die Straßenflucht hinaustreten zu lassen, hat schon bei der Grundrißanlage eine kräftige Gliederung der Baumassen in den ungewöhnlich langen Straßenfronten wesentlich erleichtert. Eine stärkere Betonung der Risalite wird gleichzeitig noch dadurch erreicht, daß die geringere Tiefe der Vorderräume in den sogenannten Geschäftsflügelbauten ein Zurückziehen der Rücklagen bis zu 4 m hinter die Baufluchtlinie zuließen. Innerhalb dieser Straßenfrontlinien und der gleichfalls durch eine größere Anzahl vorgeschobener Flügelbauten unterbrochenen Südfront sowie der westlichen Nachbargrenze bedeckt das Gebäude den beträchtlichen Flächenraum von rd. 16 000 qm. Hiervon entfallen auf die zu reichlicher Lichtzufuhr angeordneten vier größeren und sieben kleineren Höfe rd. 4350 qm, auf die bebaute Fläche einschl. des nordwestlichen im Sockelgeschoß als Asservaten- bezw. im Erdgeschoß als glasüberdeckter Kassenraum benutzten Hofes rd. 11 900 qm.

Um den Verkehr in dem ausgedehnten Gebäude möglichst zu vereinfachen, mußte die Plangestaltung bestrebt sein, die neu zu beschaffenden Verhandlungssäle nebst den unmittelbar zugehörigen Räumen zusammenzulegen. So entstand ein besonderer „Saalbau", welcher die Mitte der Turmstraßenfront einnimmt. In diesem Bauteil konnten die Säle eine ihrer Grundfläche entsprechende Höhe erhalten, ohne diese größere Höhe, wie im alten Kriminalgerichtsgebäude, auch über Räume erstrecken zu müssen, die ihrer Größe und Bedeutung nach dazu nicht berechtigen. Zudem wurde durch diese die Baukosten erheblich einschränkende Anordnung die vollständige Trennung der Gefangenenzugänge von den durch die Zuhörer und Zeugen benutzten Wegen sowie auch eine zweckentsprechende Verteilung der Warteräume wesentlich erleichtert.

Über einem 3,30 m hohen Sockelgeschoß, das, um voll für untergeordnete Dienstzwecke und für Wohnungen ausgenutzt werden zu können, mit seinem Fußboden durchschnittlich 0,70 m unter der Straßenkrone, jedoch über den Vorgärten und den Höfen liegt, erhielten der Saalbau drei Geschosse mit einer Höhe von 6,45, 6,45 und 6,25 m, die Flügelbauten vier Geschosse, jedes 4,30 m hoch. Nur den beiden im Mittelrisalit an der Turmstraße gelegenen Schwurgerichtssälen wurden mit Rücksicht auf ihre größere Grundfläche Höhen von 7,40 bezw. 8,50 m gegeben. Zur Erleichterung des Verkehrs ist wie im Erdgeschoß, so auch im obersten Stockwerk der Fußboden für beide Bauteile, mit Ausnahme des obersten Schwurgerichtssaales, in einer Ebene durchgehend angelegt. Für die mittleren Stockwerke wird der Höhenunterschied durch die Treppenanlage der Mittelhalle und zwei am östlichen und westlichen Zusammenstoß des Saalbaues mit den Flügelbauten angeordnete Vermittlungstreppen ausgeglichen (vgl. die Grundrisse auf Bl. 41 u. 42). Die



Abb. 9. Ansicht der Hoffronten (Hof C).

Saalbauten und Flügelbauten umschließen sieben kleinere zur Beleuchtung der Flure, Warteräume, Wartezellen und Aborte bestimmte und vier größere Höfe. An letzteren sind Geschäftsräume angeordnet. Weiterhin wird durch vier in die Südfront einspringende kleinere Höfe für den Flur eines an dieser Stelle noch möglichen späteren Erweiterungsflügels die Lichtzufuhr gesichert. Endlich wurde durch eine mit dem Kultusministerium getroffene Vereinbarung auch für die an der westlichen, an das Gymnasialgebäude grenzenden Seite gelegenen Flure und Treppenräume die Anlage von Fenstern in genügender Anzahl und Größe ermöglicht.

Sämtliche Höfe sind mit Rücksicht auf die an ihnen liegenden Wohnungen bis 0,15 m unter Fußboden des Sockelgeschosses abgeschachtet und die vier großen Höfe B, C, D, E mit Zufahrten versehen (Text-Abb. 2).

Bei der Verteilung der Räume ist besonders Gewicht auf leichte Auffindbarkeit, zweckmäßige Lage der einzelnen Geschäftsgebiete sowohl zum gemeinsamen Saalbau, wie auch zu anderen mit ihnen in Verbindung stehenden Bereichen und auf tunlichst gleichwertige Behandlung gleichwertiger Geschäftszweige gelegt worden. Die Strafabteilungen der drei Amtsgerichte Tempelhof, Schöneberg, Wedding und die Untersuchungsrichter der drei Landgerichte nehmen das Erdgeschoß (Abb. 2 Bl. 41) ein, letztere hauptsächlich den südlichen langen Querflügel zwecks leichter Verbindung mit dem Untersuchungsgefängnisse, erstere die vorderen Bauteile. Innerhalb des Saalbaues sind jedem der Amtsgerichte zwei Schöffensäle von 12,44 m Länge, 7,10 m Breite nebst zugehörigen Beratungszimmern, Warteräumen usw. zugeteilt.

Im nordöstlichen Hofe F (Text-Abb. 2), der in der Fensterbrüstungshöhe des ersten Stockes eine doppelte Glasdecke erhalten hat, ist die allen Behörden gemeinsame Kasse untergebracht. Dieser schließen sich, nur durch den 3 m breiten Flur getrennt, die Geschäftszimmer der berechnenden Sekretäre und der Tresorraum an. Eine Briefannahme- und Verteilungsstelle, sowie ein Raum für die Hauptfernsprechstelle, beide in unmittelbarer Nähe des Haupteinganges und annähernd in der Mitte des ganzen Gebäudes gelegen, dienen gleichfalls allen Behörden gemeinsam.

Abb. 10. Westportal (1) an der Turmstraße.

Das Landgericht I ist wegen der Zahl der Strafkammersäle (6) westlich der Saalbaumittelachse auf zwei Geschosse verteilt. Es liegt mit den Sälen im ersten und zweiten Stockwerk des Saalbaues, mit den übrigen Geschäftsräumen im ersten und dritten Stockwerk der Flügelbauten. Der Schwurgerichtssaal und der große Strafkammersaal für Aufsehen erregende Verhandlungen verbleiben, wie bereits erwähnt, im alten Gebäude.

Die Landgerichte II und III nehmen die vorderen östlichen Teile des Gebäudes bis zum großen Mittelrisalit ein, ersteres mit drei Strafkammersälen und einem Schwurgerichtssaal im ersten Stockwerk des Saalbaues und mit den sonstigen Geschäftsräumen im zweiten Stockwerk der Flügelbauten, letzteres mit vier Strafkammersälen und einem Schwurgerichtssaal sowie den übrigen Geschäfträumen unmittelbar darüber im zweiten Stockwerk des Saalbaues bezw. dem in gleicher Höhe gelegenen dritten Stockwerk der Flügelbauten.

In enger Fühlung zu ihren Landgerichten haben die drei Staatsanwaltschaften ihre Geschäftsräume in den einzelnen Stockwerken erhalten, und zwar die Staatsanwaltschaft I im ersten, zweiten und dritten Stock der westlichen, die Staatsanwaltschaft II im ersten und zweiten Stock der östlichen, die Staatsanwaltschaft III im zweiten und dritten Stock der südlichen Flügelbauten.

Im ersten Stockwerk befinden sich noch in unmittelbarer Nähe eines zum alten Kriminalgericht führenden Verbindungsganges ein Teil der Geschäftszimmer für die auf

beide Gerichtsgebäude verteilte Amtsanwaltschaft sowie die wiederum allen Behörden gemeinsamen Räume für Rechtsanwälte. Nahe den Verhandlungssälen sind ferner Arbeitsräume für die Berichterstatter der Presse, Erfrischungshallen, welche durch elektrische Aufzüge mit den zugehörigen Küchen des Sockelgeschosses in Verbindung gesetzt sind, für Zeugenpublikum und Beamte, ein öffentlicher Fernsprechraum sowie, im ganzen Hause möglichst gleichmäßig verteilt, leicht auffindbar und getrennt für Beamte und Publikum, eine größere Anzahl von Aborten und Waschräumen untergebracht. Allen Gruppen, mit Ausnahme der der Untersuchungsrichter und der Amtsanwaltschaft, stehen straßenseitig gelegene, bevorzugte Räume für höhere Beamte zur Verfügung. — Zur Lagerung zurückgesetzter Akten ist das ganze Dachgeschoß mit Ausnahme des Raumes über der großen Mittelhalle ausgenutzt.

Die Abmessungen der Räume sind ihrer Zweckbestimmung entsprechend abgestuft worden, und zwar erhielten im Saalbau die Flure mit Rücksicht auf die größere Stockwerkhöhe und den regen Verkehr eine Breite von 4 m, die Verhandlungssäle eine Tiefe von 7,10 bis 7,23 m und eine Länge von rd. 12 bis 12,50 m (dreiachsig) bezw. rd. 16 m (vierachsig) bei einer Fensterachsenweite von 3,97 m.

Die für die Schwurgerichtssäle notwendige größere Tiefe wurde durch Vorrücken des Mittelrisalits bis in die Vorgartenflucht erreicht. Ihre Abmessungen betragen 10×20 m. In den Geschäftsflügelbauten ist die Breite der Flure auf 3 m, die Tiefe der Bureauräume an der Turmstraße auf i. M. 6,50 m, im übrigen auf i. M. 5,70 m eingeschränkt. Nur in den Eckrisaliten ergeben sich für die an diesen Stellen zumeist untergebrachten bevorzugten Diensträume größere Tiefenabmessungen.

Zur Vermittlung des Geschäftsverkehrs dienen vier Haupteingänge und zwar einer gemeinsam für alle Geschäftszweige in der Mittelachse des Saalbaues und drei weitere im besonderen für das Landgericht I und das Amtsgericht Schöneberg an der Nordwestecke (Turmstraße), für Landgericht II und Amtsgericht Tempelhof an der Nordostecke (Rathenower Straße und Turmstraße) und für Landgericht III und Amtsgericht Wedding an der Südostecke (Rathenower Straße).

Vier Nebeneingänge im Sockelgeschoß des Saalbaues führen zu sieben lediglich dem Verkehr des Zuhörerpublikums nach den Schöffen-, Strafkammer- und Schwurgerichtssälen dienenden Treppen, zugleich auch nach den Höfen und zu den 13 Dienstwohnungen für Unterbeamte. Entsprechend den vier Eingängen für den Geschäftsverkehr sind vier Haupttreppen angelegt; außer diesen und den bereits erwähnten „Vermittlungstreppen" sind noch sechs Treppen für den eigentlichen Geschäftsverkehr in Abständen verteilt, wie solche die Bestimmungen der Verkehrssicherheit erfordern. Besonderes Gewicht wurde bei der Grundrißanordnung auf eine Vorführung der Untersuchungsgefangenen gelegt, die jeden Verkehr mit Zeugen oder Zuhörern ausschließt. Sie erfolgt von dem angrenzenden Gefängnisse aus durch überdeckte Verbindungsgänge nach den Verhörzimmern der Untersuchungsrichter oder den Verhandlungssälen zunächst in den an der Südseite gelegenen Flur des Sockelgeschosses, in welchen 47 Wartezellen zur vorläufigen Aufnahme der Gefangenen eingebaut sind. Einer der Verbindungsgänge ist in einer Länge von 120 m auf einer der alten, die Gefängnishöfe trennenden Mauern hingeführt und dient sowohl zur Verbindung mit dem Frauengefängnis, als auch zum Verkehr der Rechtsanwälte und Gerichtsdiener zwischen dem Alt- und Neubau (Text-Abb. 2). Vom Untergeschoß erfolgt die Vorführung der Gefangenen zu den Untersuchungsrichtern unmittelbar durch kleinere Treppen, die zwischen den einfenstrigen Verhörzimmern endigen (Abb. 2 Bl. 41 und 3 Bl. 42), ferner nach den Verhandlungssälen auf abgeschlossenen Gängen zunächst zu den beiden die Höfe des Saalbaues trennenden Querflügeln. Letztere enthalten über den darin befindlichen Aborten für Beamte und Publikum in jedem Geschoß noch ein niedriges Zwischengeschoß mit je elf Wartezellen und sind weiter durch brückenartige Überführungen über die Hauptflure (Text-Abb. 18) und durch Gänge und Treppen, welche in abgeschlossenen Mauerschächten zwischen Fluren und Sälen liegen, mit den in den Verhandlungsräumen des nächsthöheren Stockwerkes befindlichen Anklagebänken in Verbindung gebracht (Text-Abb. 5 und Abb. 1 Bl. 41).

Die Anordnung der erhöhten Richtersitze, der Anklagebänke, Verteidiger-, Zeugen- und Zuhörerplätze in den Schöffen- und Strafkammersälen ist aus den Grundrissen (Bl. 41 u. 42) ersichtlich. In den Schwurgerichtssälen führte die größere Anzahl der Richter-, Geschworenen- und Verteidigerplätze zu einer halbkreisförmigen Anordnung derselben (vgl. Text-Abb. 11, 12 und 14). Richter und Geschworene gelangen auf vollständig voneinander getrennten Zugängen zu ihren Beratungszimmern. In einer Höhe von etwa 3 m über Saalfußboden sind an den Schmalseiten noch Zuhörerlogen für richterliche Personen eingebaut mit Zugangstreppen vom Flur der Mittelhalle aus. Eine eigenartige Anordnung zeigt die gemeinsame Unterbringung der öffentlichen Zuhörer- und der Logentreppe in demselben Raume an der östlichen Schmalseite der Schwurgerichtssäle, wo durch ein Untereinanderschieben der Treppenläufe ein bequemer und gleichzeitig vollständig voneinander getrennter Verkehr zu den in Saalfußboden- und in Logenhöhe gelegenen Zuhörerplätzen erreicht wird (Text-Abb. 11, 13 und 14).

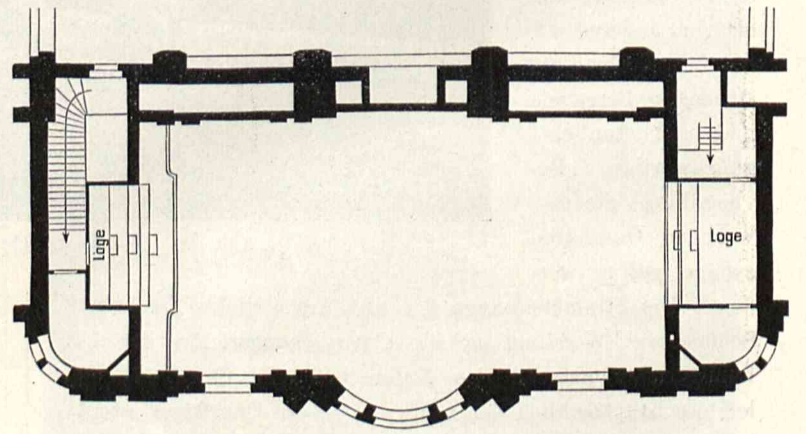
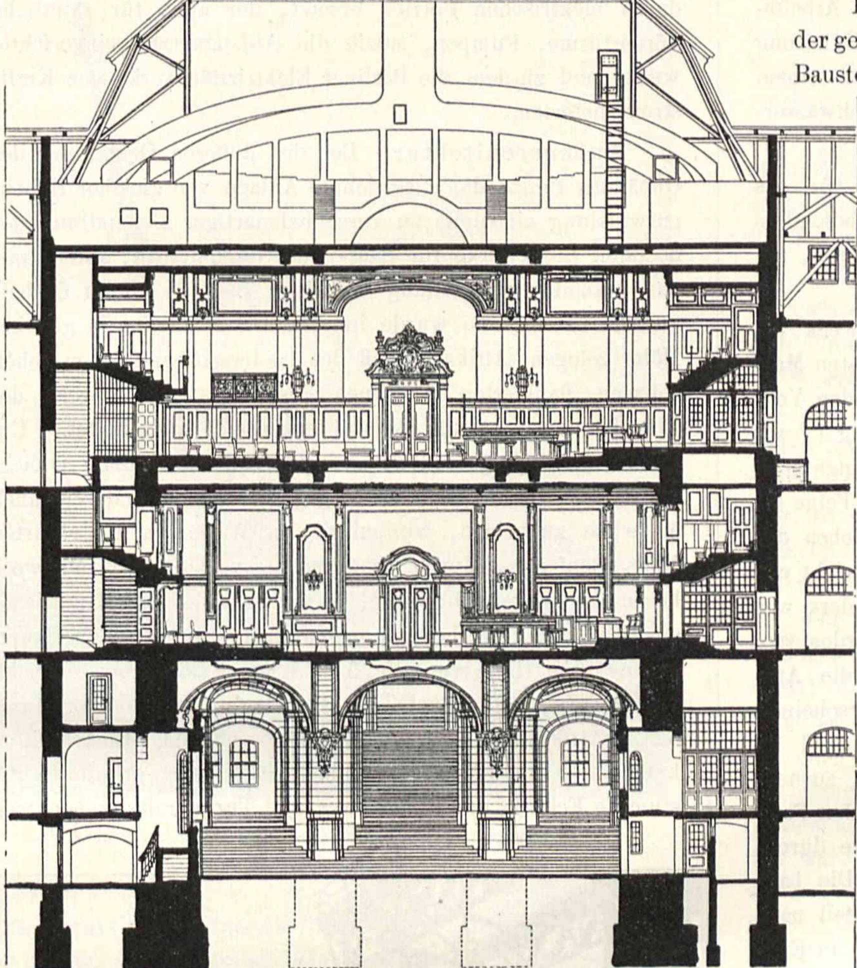


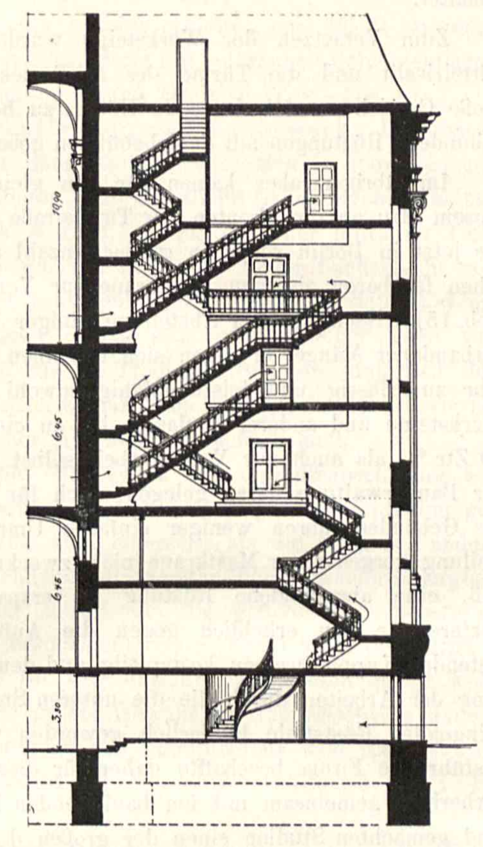
Abb. 11. Grundriß in Höhe der Logen.

Um den im alten Gerichtsgebäude äußerst lästig empfundenen Aufenthalt des Zeugenpublikums während der Verhandlungen auf den Fluren zu verhindern oder wenigstens auf das geringste Maß zu beschränken, sind in jedem Geschosse des Saalbaues beiderseits der Mittelhalle und an den Endpunkten der 4 m breiten Flure, nach den letzteren hin geöffnet, vier geräumige Wartehallen angeordnet. Nach diesen


Abb. 12. Schnitt *AB* durch den Schwurgerichtssaal.

strichpunktiert angedeutete, an der Südfront mögliche Erweiterung wird noch eine Vermehrung der Geschäftsräume um rd. 160 Achsen und erforderlichenfalls die Unterbringung von vier weiteren Beamtenwohnungen gestatten.

Baubetrieb. Die große Ausdehnung der Bauanlage, der gewaltige Umfang der ziemlich gleichmäßig auf der ganzen Baustelle in kürzester Zeit hochzuführenden Mauermassen,


Abb. 13. Schnitt *CD* durch die Zuhörertreppe.

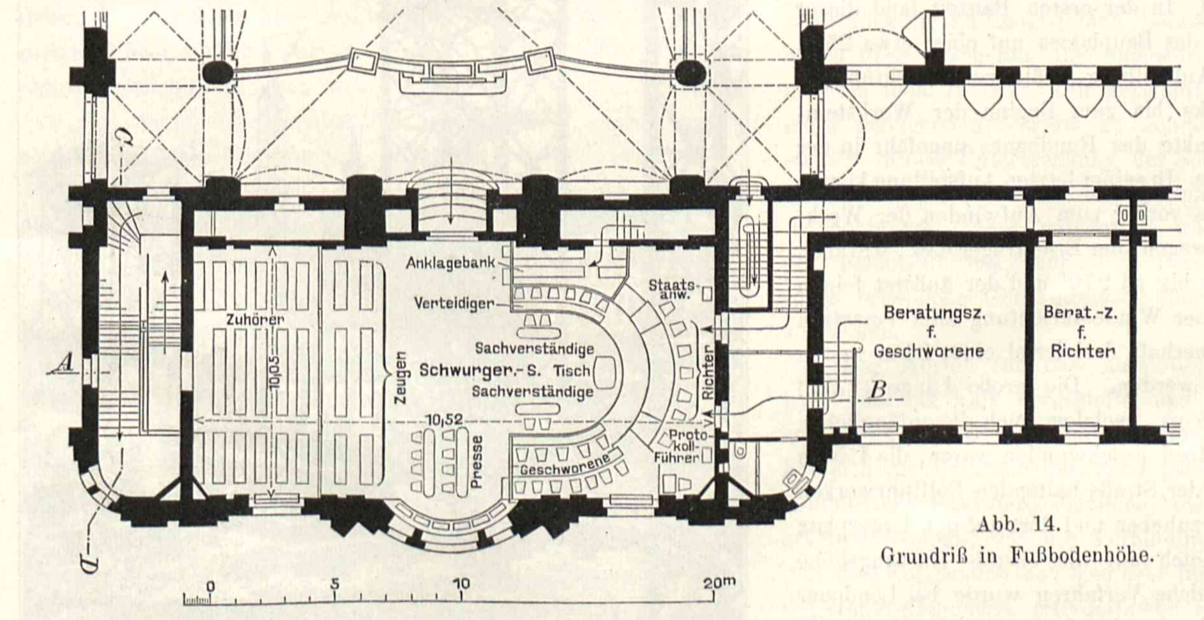


Abb. 14. Grundriß in Fußbodenhöhe.

soll auch die Ladung und in ihnen der Aufruf der Zeugen erfolgen. Außerdem ist noch eine größere Anzahl offener Warteräume in den Geschäftsflügelbauten dem Bedürfnisse entsprechend für alle Geschosse in unmittelbarer Nähe der Haupttreppen und einzelner größerer innerer Verkehrstreppen vorgesehen worden. — Die auf dem Lageplan (Text-Abb. 2)

die während des ganzen Rohbaues ununterbrochen anhaltende Förderung der Eisen- und Betonstoffe zur Herstellung der massiven Decken und nicht zuletzt die in einer Frontlänge von nahezu 300 m mit dem Mauerwerk Schritt haltenden Werksteinversetzarbeiten stellten an Zweckmäßigkeit und Übersichtlichkeit des Baubetriebes die höchsten Anforderungen, welchen die mit der Ausführung des Rohbaues beauftragt gewesene Firma Held u. Francke in höchst anerkennenswerter Weise gerecht geworden ist. Die vollkommensten neuesten Hebe- und Fördereinrichtungen wurden ihrerseits in Dienst gestellt. Ein ausgedehntes Netz von Schienengleisen, das in allen Stockwerken unmittelbar nach deren Hochführung auf den Eisenbetondecken verlegt werden konnte, ermöglichte

eine schnelle und bequeme Beförderung der Baustoffe von den Lagerplätzen und den Mörtelmaschinen zu den zweckmäßig in die einzelnen Höfe verteilten Aufzugstürmen. Hier wurden die beladenen Wagen in die Stockwerke gehoben und dann auf den Gleisen weiter den einzelnen Arbeitsstellen zugeführt. Zu den letzteren erfolgte die Zuleitung des Bauwassers durch besondere Rohrstränge von einem ungefähr in der Mitte des Bauplatzes errichteten Hochwasserbehälter.

Zum Versetzen der Werksteine wurden nur für das Mittelrisalit und die Türme des Saalbaues, wo besonders große Gewichte auf bedeutende Höhen zu heben waren, abgebundene Rüstungen mit Schiebebühnen gebaut.

Im übrigen aber kamen für den gleichen Zweck bei diesem Bau an den Fronten der Turmstraße zum ersten Male die jetzt in Berlin schon in großer Anzahl arbeitenden Voßschen fahrbaren eisernen Mastkrane zur Verwendung (Text-Abb. 15). Nach baldiger Abstellung einiger im Anfange noch vorhandener Mängel erwiesen sich dieselben in der Folge als sehr zuverlässig und leistungsfähig sowohl zum Heben der Werksteine und anderer Baulasten bis zu einem Gewicht von 60 Ztr.*), als auch zur Versetzarbeit selbst. Besonders war der Bauverwaltung daran gelegen, auch für die Nordostecke des Gebäudes, deren weniger einfache Umrißlinie die Aufstellung vorgenannter Mastkrane nicht zweckmäßig erscheinen ließ, eine abgebundene Rüstung zu ersparen, zumal da letztere für den erheblich gegen die Außenfront zurücktretenden Kuppelturmbau kostspielig und dem schnellen Fortgang der Arbeiten durch die die unteren Stockwerke durchdringenden Rüststiele hinderlich geworden wäre. Die bauausführende Firma beschaffte daher für diesen Bauteil nach vorherigen gemeinsam mit den bauleitenden Beamten in England gemachten Studien einen der großen dort und in Nordamerika schon seit einer Reihe von Jahren gebräuchlichen Drehkrane (Text-Abb. 16). In der ersten Bauzeit fand dieser in der südöstlichen Ecke des Bauplatzes auf einer etwa 25 m hohen Bockrüstung seine Aufstellung, später nach Hochführung des Kuppelturmmauerwerks bis zum Beginn der Werksteinverblendung im Mittelpunkte des Rundbaues ungefähr in der Höhe des Tambourgesimses. In seiner letzten Aufstellung konnte er in gleicher Weise wie vorher zum Aufwinden der Werksteine, Ziegel- und Mörtelwagen, der Eisenträger usw., wie auch infolge seiner Drehbarkeit bis zu 270° und der äußerst feinen Regelungsmöglichkeit seiner Windeeinrichtung zum Versetzen sämtlicher Werkstücke innerhalb dreiviertel eines 34 m weiten Arbeitskreises verwendet werden. Die große Länge (17 m) des Auslegers ermöglichte es, nachdem auch die anfänglichen Bedenken der Verkehrspolizei geschwunden waren, die Lasten unmittelbar von den auf der Straße haltenden Rollfuhrwerken über den Bauzaun hinüberzuheben und dort auf den Lagerplatz abzulegen, oder auch gleich auf die oberste Rüstungshöhe emporzufördern. Das gleiche Verfahren wurde bei Londoner Bauausführungen selbst in den belebtesten Stadtteilen beobachtet. Die Bedienung des Kranes gestaltete sich einfach; seine Leistungsfähigkeit war eine außerordentliche, bei einer durchschnittlichen Hubgeschwindigkeit von 8 m in der Minute für Lasten bis zu 20 Ztr. und 4 m in der Minute für Lasten bis zu 60 Ztr.

*) Jetzt wird durch die gleiche Einrichtung bei Anwendung einer anderen Seilführung bereits das doppelte Gewicht gehoben.

Zum Betrieb der Beton- und Mörtelbereitungsmaschinen diente in den ersten Monaten Dampfkraft; später wurde diese durch elektrischen Betrieb ersetzt, der auch für sämtliche Fördertürme, Pumpen, sowie die Aufzugskrane eingerichtet wurde und zu dem die Berliner Elektrizitätswerke den Kraftstrom lieferten.

Außenarchitektur. Bei der äußeren Gestaltung des Gebäudes führte die ausgedehnte Anlage von gleicher Höhenentwicklung einesteils zu verschiedenartiger Behandlung der obersten Stockwerke für Saal- und Geschäftsbau, andernteils zur besonderen Betonung einzelner Bauteile durch Giebel- und Aufbauten. So wurde im Anschlusse an das in gleicher Höhe gelegene Attikageschoß des beiderseits mit 60 m hohen Türmen flankierten Saalbaues das oberste Stockwerk der Flügelbauten nur als Mansardengeschoß ausgebildet. Um jedoch die in seiner Zweckbestimmung vorhandene Gleichwertigkeit dieses Geschosses gegenüber den anderen auch äußerlich zu zeigen, wurden die in Werkstein aufgeführten Mansardenfenster durch brückenartig verbindendes Maßwerk besonders ausgezeichnet (vgl. Bl. 38 bis 40). Das Mittelrisalit des Saalbaues, welches mit seinem kräftig ausladenden Hauptgesims eine Höhe von 25,25 m über Straßenkrone erreicht, wurde durch einen Giebel (Text-Abb. 3), die Haupttreppenhäuser durch Attikaaufbauten (Bl. 38) hervorgehoben. Eine weitere kraftvolle Betonung in der Höhenentwicklung erforderte die stumpfe Ecke in der Rathenower und Turmstraße, schon weil

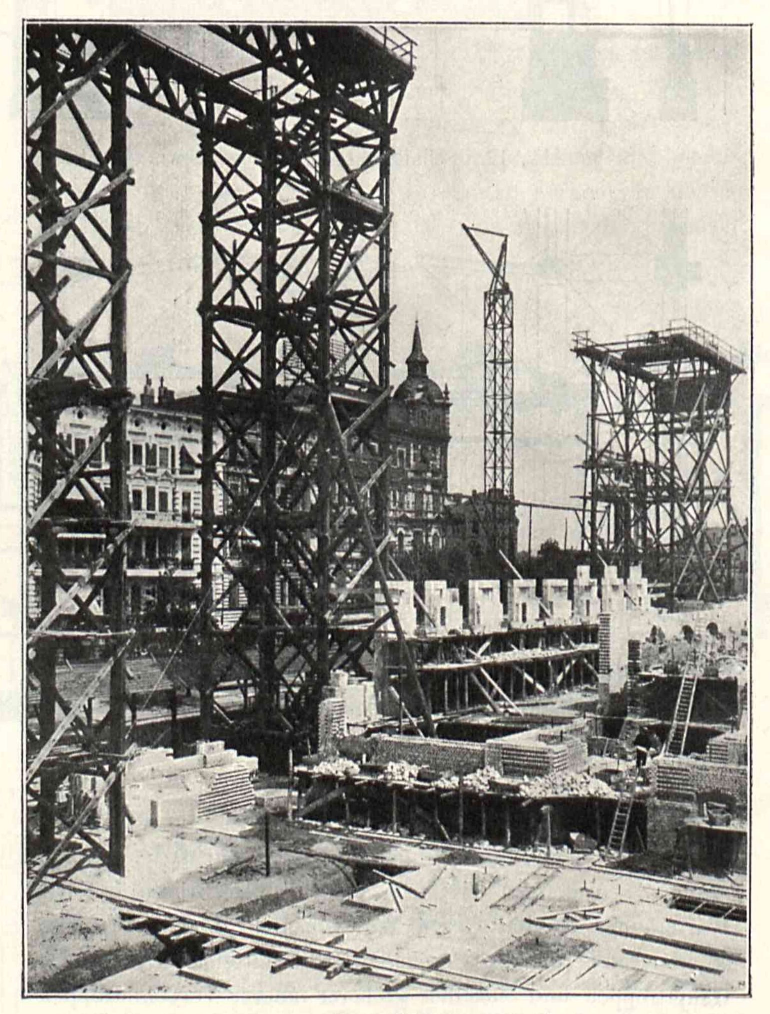


Abb. 15. Voßscher Kran am Saalbau.

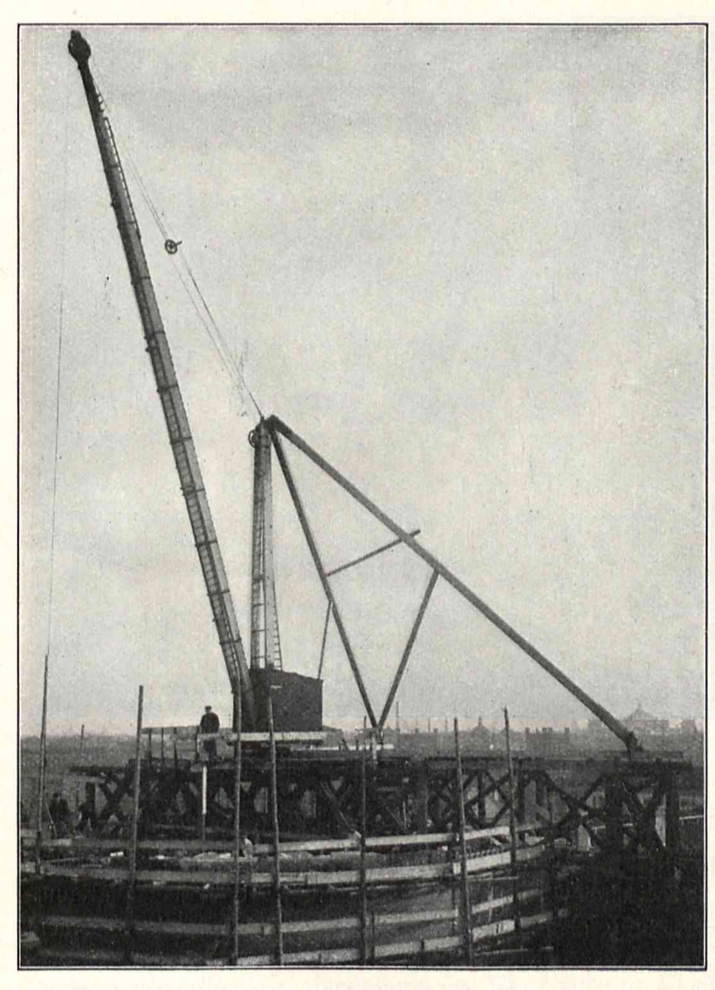


Abb. 16. Drehkran beim Bau des Kuppelturmes an der Nordostecke.

dieser Punkt von weither die Blicke auf sich zieht; weiter auch, um die aus dem stumpfen Winkel der Baufluchtlinien sich ergebende Unregelmäßigkeit im Grundriß wie im Aufbau zu mildern und unauffällig zu machen (Text-Abb. 1). Der zunächst aus dieser Veranlassung hier geschaffene mehr massige kuppelartige Aufbau, welcher eine Höhe von rd. 48 m erreicht, dient jedoch vornehmlich auch dem praktischen Zwecke, einen 120 cbm fassenden Hochbehälter der eigenen Wasserversorgungsanlage aufzunehmen. Außerdem werden innerhalb dieses Aufbaues wie auch innerhalb der beiden Saalbautürme die großen der Entlüftung des Gebäudes dienenden Abzugsschlote weiter und ins Freie geführt.

Die architektonische Gestaltung des Gebäudes ist in den Formen eines strengen maßvollen Barocks gehalten, den Bauten entsprechend, wie sie in der friderizianischen Zeit in Berlin und Potsdam in größerer Anzahl entstanden sind, ohne jedoch die in Gliederung und Schmuck vielfach zur Geltung kommende freiere neuere Formengebung ganz auszuschließen (Bl. 38 bis 40 und Text-Abb. 1, 3 u. 10). Als Baustoff kam bei dem Saalbau und den Türmen ausschließlich Werkstein zur Verwendung, bei den Flügelbauten ist er auf die Rustikaquaderung des Sockelgeschosses, die Portal- und Fensterumrahmungen sowie das Hauptgesims beschränkt; und zwar sind für die Plinte rheinische Basaltlava mit bruchrauher Oberfläche, für die gesamten Straßenfrontflächen Wünschelburger Sandstein, für das Mittelrisalit des Saalbaues graugelber Warthauer Sandstein, für die Turmaufbauten oberhalb des Hauptgesimses sächsischer Teichstein gewählt. Nur die Wandflächen der Rücklagen in den Flügelbauten erhielten einen in seiner Tönung mit der Farbe des Werksteines zusammenstimmenden Terranovaputz. Die nicht an der Straße gelegenen Fronten der West- und Südseite sowie der großen Höfe sind in hydraulischem Mörtel rauh geputzt unter teilweiser Belebung der Flächen mittels ausgesparten Schablonenornaments und bescheidener Verwendung Kottaer Sandsteins zu den Fensterumrahmungen und Gesimsen (Text-Abb. 9). Der Kassenhof und die neun kleinen, zur Beleuchtung der Flure und Treppen dienenden Höfe G bis Q indes erhielten eine leicht zu reinigende weiße Ziegelverblendung mit rotbraunen Schichteinlagen für Fensterumrahmungen und Gesimse (Text-Abb. 8).

Bodenbeschaffenheit und Mauerwerk. Die Bodenbeschaffenheit des Baugeländes erwies sich in seiner ganzen Ausdehnung so günstig, daß künstliche Gründungen an keiner Stelle erforderlich wurden. Schon in einer mittleren Tiefe von etwa 1,50 m war der aus einer reinen Sandschicht von großer Mächtigkeit bestehende gute tragfähige Baugrund erreicht. Grundwasser zeigte sich erst in einer Tiefe von 5 m, so daß auch für die Trockenhaltung des unterhalb des Sockelgeschosses noch vorhandenen Kanalgeschosses Schwierigkeiten irgendwelcher Art nicht erwachsen sind.

Für sämtliches Mauerwerk der Grundmauern und des Kanalgeschosses wurde eine Ausführung in Stampfbeton gewählt; diese erwies sich einerseits als die billigste, anderseits bot sie, nachdem selbstverständlich besondere Sorgfalt auf eine möglichst zutreffende, die gleichmäßige Belastung des Baugrundes berücksichtigende Ermittlung der Grundmauersohlenbreite für die einzelnen Baumassen gelegt worden war, auch die größte Gewähr für ein rissefreies Mauerwerk. Als Bestandteile des Stampfbetons kam Rüdersdorfer Zement und Neißekies im Mischungsverhältnisse von 1 : 10 zur Verwendung.

Das aufgehende Mauerwerk wurde, soweit die Konstruktion nicht einen leichteren Baustoff bedingte, fast ausschließlich in Kalksandsteinen hergestellt. Einesteils wurde durch diese Maßnahme der ungestörte Fortgang der Rohbauarbeiten auch zu einer Zeit gesichert, in welcher die Zufuhr eines genügenden Vorrats an gebrannten Hintermauerungssteinen infolge Unterbrechung der Schiffahrt stockte, anderenteils wurde es bei den ungewöhnlich hohen Marktpreisen für gebrannte Ziegel, namentlich während des ersten Jahres der Bauausführung, nur auf diese Weise möglich, eine sonst erhebliche Überschreitung der verfügbaren Mittel zu vermeiden.

Der Mörtel für das gesamte Mauerwerk wurde aus hydraulischem Kalk hergestellt, und in Verbindung mit dem auf der Baustelle sorgsam bereiteten hydraulischen Mörtel hat sich der Kalksandstein nach jeder Richtung hin bewährt. Mannigfache besondere Versuche sowie der Verlauf der Bauarbeiten ergaben, daß die Verbindung zwischen dem Mörtel und den Kalksandsteinen eine sehr innige ist, so daß die für die Rohrverlegungen erforderlichen Stemmarbeiten einen erheblichen Aufwand an Arbeitskraft erforderten. Auch bei dem in demselben Kalk ausgeführten Innen- und Außenputz haben die Kalksandsteine als Putzuntergrund allen Anforderungen genügt.

Für alle Zwecke der Bauausführung, namentlich auch zum Versetzen und Vergießen der Werksteine wurde die

Verwendung hydraulischen Mörtels beibehalten. Nur für einzelnes besonders stark belastetes Mauerwerk wurden Zementzugaben gemacht. Die Mauerstärken haben mit Rücksicht auf die Tiefen der Räume, die Größe der Fensteröffnungen und die unterzubringenden Rohrschlitze und Entlüftungsrohre nachfolgende Abmessungen erhalten:

1. Beim Saalbau im allgemeinen: a) für Außenmauern an den Straßenfronten und Höfen im zweiten Stockwerk 64 bezw. 51 cm, im ersten Stockwerk und im Erdgeschoß 64 cm, im Sockelgeschoß 77 cm. Hierzu treten für die Straßenfronten in den Pfeilerachsen noch Lisenen von 15 cm im Erdgeschoß und ersten Stockwerk und von 10 cm im zweiten Stockwerk; b) für die Außenmauern an den kleinen mit Verblendziegeln bekleideten Höfen im zweiten und ersten Stockwerk sowie im Erdgeschoß 68 cm, im Sockelgeschoß 81 cm; c) für die inneren Flurwände im zweiten Stockwerk 51, in den übrigen Geschossen 64 cm.



Abb. 17. Flur im III. Stock des Saalbaues.

2. Bei allen Flügelbauten: a) für die Außenmauern der Geschäftsräume im dritten Stockwerk, soweit nicht Mansardenräume in Frage kommen, 51 cm, im zweiten und ersten Stockwerk sowie im Erdgeschoß 64 cm, im Sockelgeschoß 77 cm; b) für die Außen- und Innenwände der Flure: im dritten Stockwerk 51 cm, in den übrigen Geschossen 64 cm.

Im Mittelrisalit mit seinen tiefen Sälen, in der großen Treppenhalle und den Turmbauten sind entsprechend größere Mauerstärken zur Ausführung gekommen. Bei der inneren Raumverteilung war durch die Konstruktionsweise die Möglichkeit offen zu halten, je nach Bedarf für anderweitige Benutzung größere und kleinere Zimmer auch später jederzeit schaffen zu können. Zu diesem Zwecke sind, wie dies auch bereits bei verschiedenen anderen neuen Gerichtsbauten geschah, die Scheidemauern nur an einzelnen Stellen, soweit die Standfestigkeit es erforderte und die Grundrißgestaltung den dauernden Bestand derselben in ganzer Gebäudehöhe gewährleistete, vom Untergeschoß bis zum Dachgeschoß durchgeführt. Wo diese Scheidemauern fehlen, wurden in der Achse jedes Fensterpfeilers eiserne Unterzüge angeordnet, die einesteils einen wesentlichen Bestandteil der Tragebalken für die zur Verwendung gekommenen Betondecken bilden, andernteils eine wirksame Verankerung der sich gegenüberliegenden Wände bilden. Auf diese Weise bleibt die Möglichkeit, nach Belieben hinter jedem Fensterpfeiler Zwischenwände zu beseitigen oder einzuziehen. Zur Erhöhung der Schallsicherheit und Verringerung des Eigengewichtes sind diese Zwischenwände in einer Gesamtstärke von 0,25 m als Hohlwände mit einzelnen durchbindenden Schichten in porigen Ziegeln hergestellt. Die Ausführung erfolgte teils nach Prüßscher Weise, teils nach verschiedenen, diesem verwandten, Ausführungsarten überall so, daß der oberhalb der Türhöhe befindliche Wandteil als freitragender hoher Steinbalken wirkt, der sein Auflager in der Front- und Mittelwand findet; der untere Wandteil ist dann in der Weise an den oberen aufgehängt, daß er auch eine spätere Verlegung der Verbindungstüröffnung an jeder beliebigen Stelle ohne Konstruktionsstörung gestattet. Eine Belastung der Deckenträger durch die Zwischenwände findet solchergestalt bei der jetzigen Raumverteilung überhaupt nicht statt. Die hierdurch außerdem geschaffene, nur sehr lose Verbindung der Zwischenwände mit der massiven Deckenkonstruktion unterhalb der letzteren hauptsächlich nur durch den Putz, oberhalb durch die Holz-

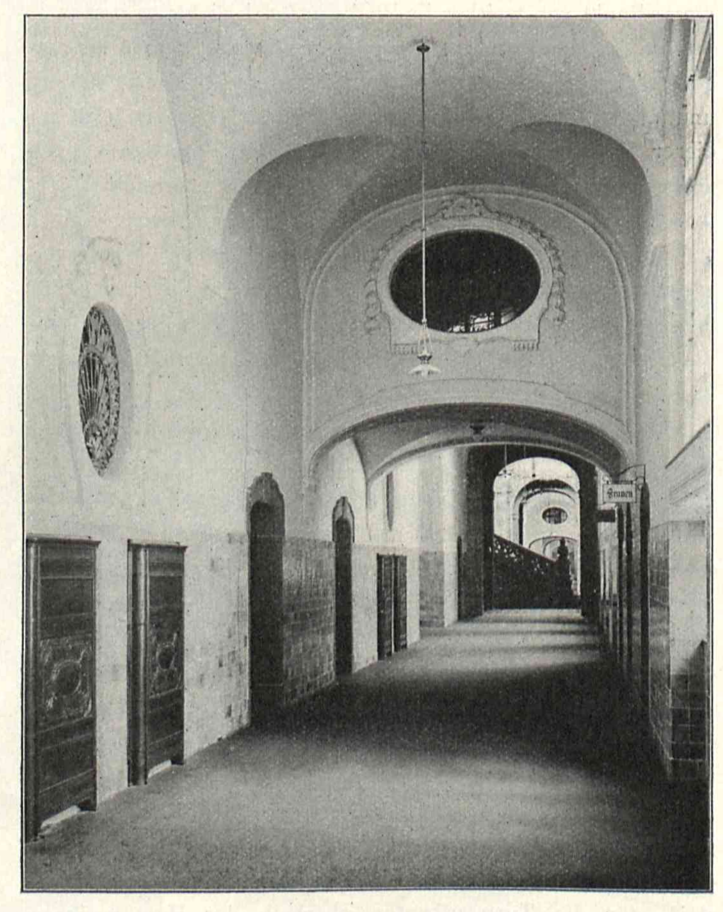


Abb. 18. Flur im Erdgeschoß des Saalbaues mit brückenartigem Einbau für die Gefangenenzuführung.



Abb. 19. Treppenraum. Südostecke des II. Stocks.

oder, wo solche in mehrfenstrigen Räumen fehlen, innere, leicht auszubrechende Türnischen angelegt; letztere sind aus Sparsamkeitsrücksichten und, um das seitliche mit Rohren durchsetzte Mauerwerk vor Seitenschüben der zu schwer belasteten Türbogen zu schützen, überall bis zur Decke hochgeführt.

Die für die Hauptstränge der Heizungs- sowie der Be- und Entwässerungsanlage notwendigen Rohrschlitze, desgleichen die Zu- und Abluftröhren wurden von vornherein im Mauerwerk ausgespart und sind später durch 6 cm starke Tonplatten oder Gipsdielen geschlossen. Nur dort treten an deren Stelle abschraubbare Eisenbleche in Falzrahmen, wo eine leichte Zugänglichkeit der Rohrverbindungen dies erfordert.

scheuerleisten, scheint nach den bisherigen Beobachtungen auch auf die Schallsicherheit von günstigem Einflusse zu sein. Dort, wo beschränkter Raum nur geringste Wandstärke ermöglichte, kamen Drahtgips- und Drahtzementwände zur Ausführung, letztere mit besonders kräftiger Eiseneinlage namentlich zur Herstellung der Wartezellen im Untergeschoß und den Gefängnisflügeln zwischen den Höfen G bis H und I bis K.

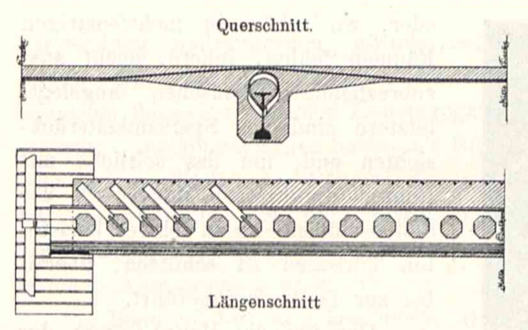
Zur Erleichterung beliebiger späterer Raumveränderung sind in den Mittelwänden für alle Fensterachsen, Türöffnungen

Die Sicherung des Mauerwerks gegen das Eindringen aufsteigender Feuchtigkeit erfolgte in der für Staatsbauten üblichen Weise durch eine Schicht aus Gußasphalt in der Höhe der Oberfläche der massiven Fußböden, gegen seitlich eindringende Nässe durch doppelten Goudronanstrich. Es ist jedoch nur für das Untergeschoß, dessen Fußboden 0,50 bis 1 m unter der Straßenbordschwelle gelegen ist, soweit es sich um Flure, Wohn- und Arbeitsräume handelt, fast jede Berührung der Umfassungswände mit dem Erdreich dadurch vermieden, daß die Höfe und die straßenwärts gelegenen Vorgärten bis 0,20 m unter den Sockelgeschoßfußboden gesenkt wurden. Auf diese Weise ließ sich auch jede Höhenunterbrechung für den Fußboden des Erdgeschosses oberhalb der die Höfe verbindenden Durchfahrten vermeiden.



Abb. 20. Eingangshalle des Mittelrisalits an der Turmstraße.

Decken. Sämtliche Räume des Hauses haben feuersichere Decken erhalten. Diese sind in den Eingangshallen, den Fluren aller Geschosse des Saalbaues sowie den Haupttreppenräumen teils als massive Tonnengewölbe mit Stichkappen, teils als römische Kreuzgewölbe ohne Grate und Gurte, in den Flurkreuzungen der Geschäftsflügel als polygone Klostergewölbe mit Stichkappen in Ziegeln und hydraulischem Mörtel zur Ausführung gelangt (Text-Abb. 17 bis 19). Von diesen Wölbungen haben die der Treppenhallen und namentlich die des Haupteingangsflures an der Turmstraße (Text-Abb. 20) erheblichere Spannweiten.



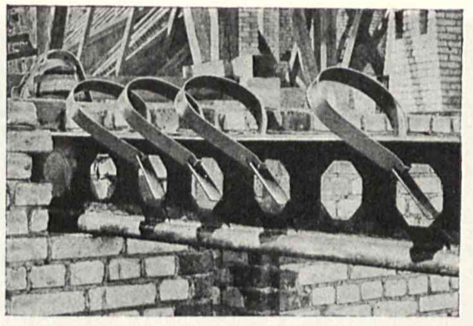


Abb. 21. Bulbeisendecke (Pohlmanns Bauart).

Von größerer technischer Bedeutung sind auch die Raumüberdeckungen in dem Rundbau an der Ecke der Rathenower und Turmstraße (Text-Abb. 5 u. 22 bis 24). Die zwischen den durchbrochenen vier Hauptkuppelpfeilern gespannten, rd. 2 m breiten Gurtbogen sind auch im Grundriß stark geschwungen und erhielten daher gegen seitliches Ausweichen eine kräftige Ringverankerung; sie bilden das Widerlager einerseits für ringförmig gebogene Tonnengewölbe der anstoßenden Flure, anderseits für die mittleren flachen, in Eisenbeton ausgeführten Kuppelgewölbe, die über dem ersten und dritten Stockwerk geschlossen sind, dagegen über dem Erdgeschoß und zweiten Stockwerk unter Belassung einer großen Mittelöffnung nur einen Umgang schaffen.

Im Sockelgeschoß ist im Mittelpunkte des Kreisraumes eine Säule angeordnet, auf welcher der durch die ringförmige Tonne gebildete, innere trichterförmige Gewölbeteil sein Auflager findet (Text-Abb. 22).

Im oberen Geschoß erfolgte die Raumüberdeckung durch ein kassettiertes massives Kuppelgewölbe von 11,70 m Durchmesser, in welches die Tonne des anschließenden Treppenhauses, die halben Hängekuppeln der Seitenflure und der Bogenschluß des in der Hofwand gelegenen panoptischen Fensters stichkappenförmig einschneiden (Text-Abb. 5 u. 23). Da, wie schon erwähnt, oberhalb des Gewölbes in der Turmtrommel der Hochbehälter des eigenen Wasserwerks Aufstellung gefunden hat, wurde zum sicheren Schutze gegen Wasserschäden die Oberfläche des Kuppelgewölbes wagerecht durch einen 3 cm starken Asphaltestrich abgeglichen und durch Seitenauslässe auf die Dachfläche entwässert.

In sämtlichen Verhandlungssälen, Geschäftsräumen, dem Sockelgeschoß und in den Fluren der Flügelbauten sind die Massivdecken in Eisenbetonbau ausgeführt. Die Spannweite der Deckenfelder beträgt im Saalbau 3,97 m bei einer freien Länge der Unterzüge von 7,10 bis 7,23 m, in den Flügelbauten i. M. 3,40 m bei 5,70 bis 6,40 m freier Unterzugslänge. In den Schwurgerichtssälen erhöht sich die Spannweite der Unterzüge sogar auf 10 m, während die Breite der Deckenfelder noch 3,40 bis 3,80 m beträgt.

Als Nutzlast wurde 400 kg/qcm den Berechnungen zugrunde gelegt, wobei von einer Beanspruchung der Decken durch die freitragend hergestellten Zwischenwände Abstand genommen werden konnte. Unter den zur Zeit der Bauausführung namentlich in Frage kommenden und auf dem Verdingungswege angebotenen Deckenarten wurde die sogenannte Bulbeisendecke (Pohlmanns Bauart) gewählt. Hierzu führten sowohl die vorher im großen Maßstabe vorgenommenen Belastungsproben, welche ein überaus günstiges Ergebnis hatten, als auch in wirtschaftlicher Hinsicht eine bedeutende Kostenersparnis gegenüber den anderen Angeboten. Die Bulbeisendecke ist derart ausgeführt, daß der Druckgurt durch den Beton der Decke, der Zuggurt aber im Gegensatz zu den meisten bekannten Betoneisendecken durch ein Walzeisen von sehr großer Biegungsfestigkeit, das sogen. „Bulbeisen", gebildet wird (Text-Abb. 21). Die Verwendung dieses Eisens ergab eine Gewichtsersparnis von 50 bis 60 vH. gegenüber gewöhnlichen Trägern. Die Ausführung der rd. 30 000 qm Eisenbetondecken geschah während des Rohbaues jedesmal nach Fertigstellung der Mauergleichen in den einzelnen Stockwerken in ebenso einfacher Weise wie zwischen I-Trägern unter Benutzung einer Brettschalung, deren Untergerüst an den Bulbeisen selbst aufgehängt wurde. Eine besonders wirksame Verbindung zwischen Bulbeisen und Beton entsteht infolge des Durchdringens der Betonmasse durch die Lochungen des Trägersteges. Am Auflager, wo die größten Scherkräfte auftreten, werden ringförmige Flacheisenschlingen im Neigungswinkel von 40° eingelegt und durch Keile an die Bulbeisen festgetrieben. Der Beton wird daher durch die Scherkräfte am Auflager nicht auf Abscheren, sondern, seiner Eigenart entsprechend, auf Druckfestigkeit beansprucht. Die Haftfestigkeit spielt bei dieser Bauart — wohl ein Beweis für ihre Güte — nur eine untergeordnete Rolle.

Dem Übelstande, daß auch der beste Deckenbeton mit der Zeit Schwinderisse und zwar stets parallel zur Eiseneinlage zeigt, suchte die ausführende Firma durch Anordnung von Querstäben (also parallel den Bulbeisen) zu begegnen. Trotz dieser Vorsichtsmaßregel haben nun zwar einige der zwischen den Flurwänden gespannten Decken dort, wo auf sehr großen Strecken (50 bis 60 m) eine Unterbrechung durch Trockenfugen oder Gurtbogen nicht vorhanden war, Schwinderisse, wenn auch in sehr geringer Zahl und Größe gezeigt; dagegen sind die zwischen den Bulbeisen gespannten Deckenfelder auch bei der größten Raumtiefe von jeder Rissebildung verschont geblieben, und nur zwischen Stirnwänden und Decken ist stellenweise eine kaum sichtbare Trennungs-

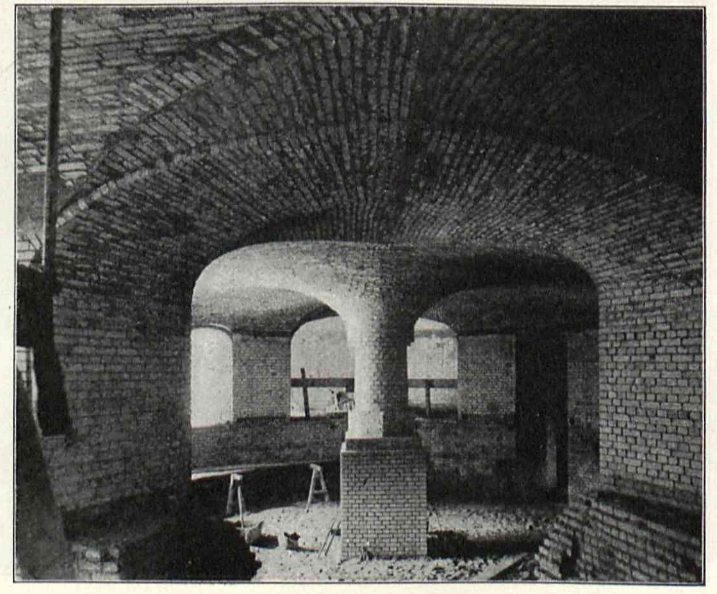


Abb. 22. Kuppelraumüberdeckung im Sockelgeschoß (im Rohbau).

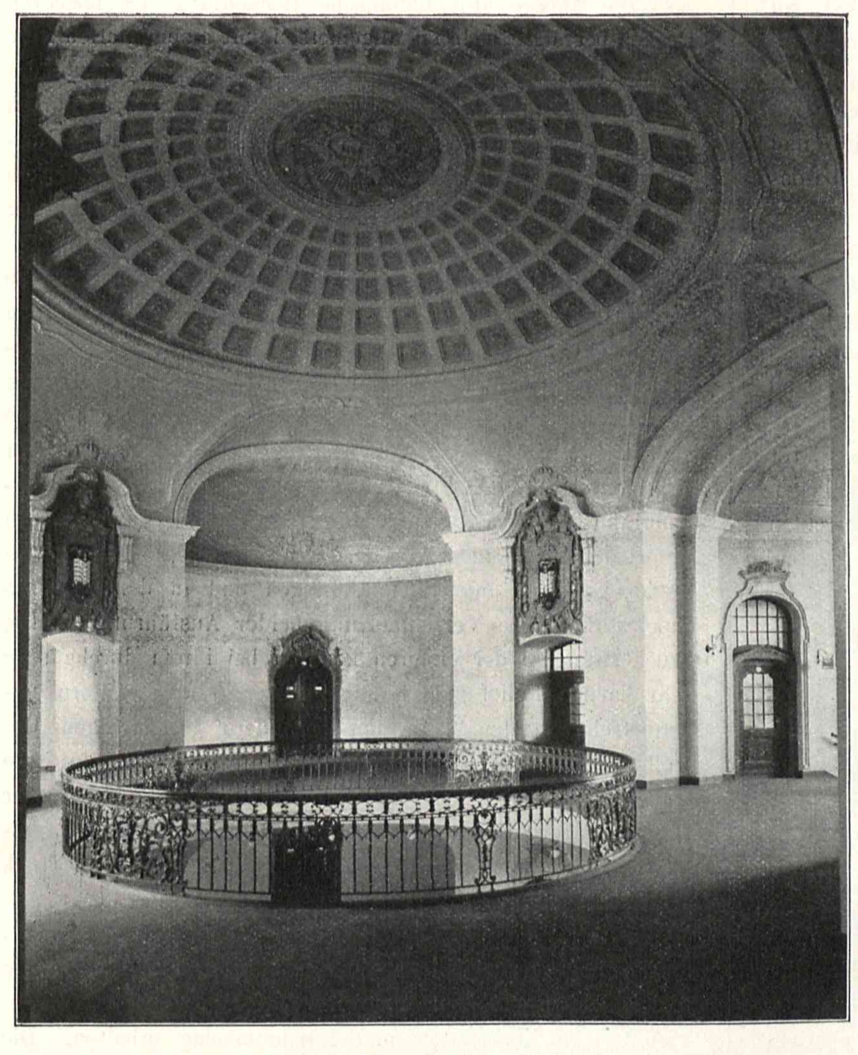


Abb. 23. Kuppelraum. III. Stock.



Abb. 24. Kuppelraum. II. Stock.

fuge entstanden. Es ist anzunehmen, daß die gegenseitige Durchdringung von Bulbeisen und Beton eine so innige Verbindung beider Baustoffe herstellt, daß die Rissebildung hintangehalten wird, wobei vermutlich Nebendruckspannungen im Eisen entstehen; letztere dürften durch Verminderung der Zugbeanspruchung dann nur günstig wirken. Auch für die Ausführung einzelner weitgespannter gewölbeförmiger Decken, bei welchen eine zu geringe Stichhöhe oder ungenügendes Widerlager eine Ausführung in Ziegeln nicht mehr zuließen, wurde die Bulbeisenausführung mit Vorteil verwendet, so bei dem bereits oben beschriebenen mittleren Kuppelgewölbe von flachem korbbogenförmigem Querschnitt und 11,70 m Spannung im nordöstlichen Rundbau (Text-Abb. 5 u. 24) und vor allem bei der Überdeckung der großen Mittelhalle. Diese, eine dreischiffige Anlage mit zwölf Mittelschiffstützen, erreicht eine lichte Höhe von 29 m, eine Breite von 18 m zwischen den freien Stützen und von 27 m zwischen den Außenwänden der Seitenschiffe bei einer Gesamttiefe von rd. 40 m (Bl. 41 u. 42). Die nach dem Innenraum hin sichtbare Gestaltung der Raumüberdeckung, die für den mittleren Teil die Form eines korbbogigen Walmgewölbes mit Stichkappen, für die Seitenschiffe die Form von Tonnen, teils mit steigender Scheitellinie, und Kreuzkappen zeigt, hätte auch eine Ausführung in Ziegelmauerwerk ermöglicht (Text-Abb. 4 u. 6). Letztere bedingte jedoch besondere Maßnahmen, um die an sich nicht ausreichend standfähigen Umfassungswände zur Aufnahme erheblicher Gewölbeschübe instand zu setzen. Deswegen wurde nach einem von dem Ingenieur O. Leitholf-Berlin aufgestellten und auch in den Einzelheiten und statischen Berechnungen durchgearbeiteten Entwurfe eine schubfreie Eisenbetonkonstruktion zur Ausführung gebracht. Diese bildet in Form eines flachen Walmgewölbes die eigentliche feuersichere Überdeckung. Sie wurde so hergestellt, daß die Decken der Seitenschiffe an den Langwänden und der Hoffrontwand ebenso die des Saales nächst der Straße kragträgerartig über die Fluchten der Innensäulen der Halle bezw. über die Saalmittelwand ausladen. Die inneren Endigungen dieser ausladenden Decken liegen dabei noch außerhalb der Fluchten der Stichkappenscheitel nach der Mitte der Halle hin. Diese innere Begrenzung vom rechteckigen Grundriß mit ausgerundeten Ecken ist als Randträger ausgebildet. Die beiden Langseiten des letzteren haben, entsprechend der Zahl der Innenstützen, je vier, die Querseiten je zwei Stützpunkte, in welchen auch noch Rippenverstärkungen sich zwischen Auflagerpfeiler und Kragdecken spannen. Um bei den ungleichen Abständen dieser Unterstützungen zu große Verschiedenheiten der Querschnitte des Randträgers, der die gesamte Last

des mittleren Deckenteiles zunächst aufzunehmen hat, zu umgehen, sind die Randträgerstücke von geringerer Stützweite über ihre Stützpunkte hinaus wiederum kragträgerartig ausgestreckt. Solche Doppelkragträger befinden sich je einer in den Mitten der Langseiten (5 m Stützweite) und in den ausgerundeten vier Ecken; letztere sind von besonders eigenartiger Form.

Die vom Randträger begrenzte Deckenplatte, die die Grundrißabmessungen 12 × 30 m und in der Mitte rd. 1,5 m Stich aufweist, wobei die Endigungen an den kurzen Begrenzungsseiten walmartig abgeflacht sind, ruht auf dem Randträger der Außendecke lose auf. Beide Deckenteile sind gleichmäßig als Plattenrippendecken ausgeführt worden, wobei als zugfeste Eiseneinlagen für die Platten Rundeisen, für die Rippen Bulbeisen verwendet wurden. Letztere liegen bei dem mittleren Deckenteil in der für die wagerechten Decken bereits beschriebenen Weise in den an der Unterfläche der Platten angeordneten Querrippen, während sie bei dem äußeren Deckenteil wegen des hier umgekehrten Verhältnisses der Zugspannung oberhalb der von den Längs- und Quergurten gebildeten Rippen in Höhe der Platten liegen mußten. Dieser letztangeführte Umstand verursachte hier jedoch keine Unbequemlichkeit, weil die gurtbogenartigen Rippen derartige Höhenabmessungen aufweisen, daß die erforderlichen Druckquerschnitte leicht zu gewinnen waren.

Da die Dachkonstruktion des Mittelschiffes auf Böcken ruht, die wie die äußere Decke gleichfalls auf den Innensäulen und den Umfassungswänden stehen, ergab sich von selbst die Möglichkeit einer Verbindung der beiden Füße der Böcke mit den darunter liegenden Bulbeiseneinlagen der auskragenden Decke. Zur Erzielung ausreichender Sicherheit gegen ein Kanten von Dach und Decke um die Innenauflager wurden die Auflager auf den Umfassungswänden nach unten verankert.

Die vorbeschriebene Eisenbetondecke bildet außer dem eigentlichen feuersicheren oberen Raumabschluß auch den Tragkörper für die im Hallenraum in die Erscheinung tretende Gewölbeform; letztere wurde als leichte Drahtputzdecke unmittelbar an der Eisenbetondecke aufgehängt, und nur die tiefer bis auf die Pfeiler und Wandwiderlager herunterreichenden Deckenteile finden auf diesen ihr unmittelbares Auflager.

Der zwischen der äußeren und inneren Decke verbliebene Hohlraum hat sich sowohl als Schutz gegen Wärmeverlust, wie auch zur Verhütung von Kondenswasserbildung am unteren Gewölbe während der kalten Jahreszeit als sehr wirksam erwiesen. Um bei etwaigem Schadhaftwerden des Daches auch gegen Durchdringen von Regenwasser auf alle Fälle gesichert zu sein, erhielt die obere Decke noch einen doppelten Goudronanstrich.

Die äußere architektonische Behandlung der massiven Decken begnügte sich im allgemeinen mit einem glatten Putz bei den meisten durch ihre äußere Form schon bedeutender wirkenden Ziegelgewölben. Nur in den Haupttreppenräumen und den Fluren des Saalbaues erhielten die breiten Gurtbogen, im nordöstlichen Rundbau sämtliche Zwischdecken und die obere Abschlußkuppel eine ornamentale Ausbildung durch flach angetragenen Stuck.

Auch bei den wagerechten Bulbeisendecken ist die ihnen eigene, durch die statische Wirkung der Konstruktion begründete Form in allen Fluren, den Bureau- und Geschäftsräumen sichtbar geblieben, und eine Bereicherung der Deckenfelder durch Stuckleistenteilungen beschränkt sich auf einige bevorzugte Räume, wie die Zimmer der Präsidenten und ersten Staatsanwälte. Nur die Verhandlungssäle erhielten lediglich aus akustischen Gründen unterhalb der Betondecke noch durch Stuck gegliederte Drahtputzdecken oder auch Holztäfelungen und in den mittleren Stockwerken eine Verschmelzung beider Ausführungen. Die Stuckornamente der ersteren konnten bei ihrem durchgängig sehr flachen Relief zum größten Teil mit der Leimform angequetscht werden. Bei den besonders großflächigen Gewölben der Mittelhalle mit ihren Seitenschiffen erfolgte die weitere architektonische Ausbildung durch ein mit barocker Linienführung durchgebildetes Rippennetz, dessen Hauptknotenpunkte besonderen Schmuck in angetragenem Stuck erhielten (vgl. Bl. 43).

Fußböden. Soweit die Räume des nicht unterkellerten Sockelgeschosses zu Dienst- und Wohnzwecken Verwendung finden, haben sie über einer mit Goudron gestrichenen Betonunterlage Korkestrich und Linoleumbelag erhalten. Die Nebeneingänge, die Flure des Sockelgeschosses, die Wartezellen sowie sämtliche Aborte sind mit gesinterten Fliesen in hellgefärbten Mustern, die Durchfahrten mit Asphaltestrich, sämtliche übrigen Räume des Sockelgeschosses mit Zementestrich belegt. In den vier Haupteingangsfluren wurde, entsprechend dem Baustoff der bis zur Erdgeschoßhöhe führenden äußeren und inneren Treppen, der Fußbodenbelag in gestockten Granitplatten, in der Mittelhalle und deren unteren Seitenschiffen in dunkelroten gesinterten Reliefflìesen hergestellt. Die Fußböden sämtlicher Geschäftsräume, Verhandlungssäle und Flure sind auf Zementestrich ganz mit Linoleum belegt. Letzteres ist in den Geschäftsräumen durchgehends einfarbig rotbraun, nur in den einzelnen bevorzugten Zimmern (der Präsidenten und ersten Staatsanwälte) sowie in allen Verhandlungssälen und Beratungszimmern ist Linoleum in verschiedener durchgehender Musterung und Farbe, in den Fluren, Wartehallen und auf den Treppenläufen resedafarbiges Granitlinoleum mit rotem Friesrand verwendet. Die Dachräume erhielten Zementestrich. (Schluß folgt.)

Die Porta Nigra in Trier.

Von H. v. Behr.

Überblick über die Forschung am römischen Bau und Untersuchung ihres mittelalterlichen Zustandes.

Die Porta Nigra ist fast nur als ein Werk römischer Baukunst der Beachtung gewürdigt worden, doch hat sie auch einen Anspruch darauf, nach ihrer Bedeutung im Mittelalter näher angesehen zu werden. Sie wurde damals verwandelt in eine Stiftskirche und Pfarrkirche, und es heißt von ihr, sie sei eine der sieben hervorragendsten Kirchen des Ortes gewesen. Vor Betrachtung dieser Kirche mögen aber über ihren ursprünglichen römischen Zustand die Hauptsachen bemerkt werden, nicht nur um eine Unterlage für die fernere Untersuchung zu gewinnen, sondern hauptsächlich in der Meinung, daß eine Zusammenfassung der bisherigen Forschungen bei deren großer Zerstreuung nicht unerwünscht sei. —

Römerzeit. Lage der vier Tore.

Von dem römischen Trier sind drei Tore ihrer Anlage nach bekannt, im Süden die der Porta Nigra ähnliche, sogenannte Porta Alba, im Osten das als befestigtes Tor benutzte Amphitheater, im Norden die Porta Nigra, das ihrer Erhaltung wegen wichtigste von allen; von dem sicher anzunehmenden Brückentor im Osten an der Mosel ist nichts mehr vorhanden. Von diesen hat die Porta Nigra den nördlichen Abschluß jener großen Straße gebildet,[1]) die wohl als cardo maximus der Augusta Trevirorum angesehen werden muß und in gerader Linie nahezu parallel zum Mosellauf die Stadt teilte. Im Süden entsprach ihr als Abschluß einer Parallelstraße die erwähnte Porta Alba, ein gleichgeformtes Propugnacalum, dessen Flankentürme ebenfalls nach außen gerundet gewesen zu sein scheinen. Die Porta Nigra ist in Trier der einzige Bau, der sich nicht in das rechtwinklige Netz der alten Straßen einfügt,[2]) sondern sie liegt in der Achse der großen Heerstraße nach Mainz, die sich mit der jetzigen Pauliner Straße ziemlich deckt und innerhalb der Stadt, etwa mitten zwischen Porta Nigra und Hauptmarkt, spitzwinklig auf jene stößt.

Anlage der Porta Nigra.

Die Benennung ist jetzt Porta Nigra, Römertor und fälschlich Simeonstor, früher auch Porta Martis.[3]) Seine Anlage (vgl. Abb. 1 bis 3, 5 bis 8) ist denen der Tore von Autun am Arroux, Nimes, Aosta usw. an die Seite zu stellen, bildet jedoch durchaus ein regelmäßiges Glied in der Entwicklungsreihe der römischen Festungstore des Rheingebiets. Sieht man im Grundriß Abb. 3[4]) von den schwarz angelegten Teilen ab, so erkennt man die Form eines Propugnaculum, bestehend aus zwei nach der Landseite zu rund vorgebauten Seitentürmen und zwei Zwischenbauten. Heute haben die Türme verschiedene Höhe, der Ostturm drei, der Westturm vier Geschosse, so daß die Frage entstanden ist: Ist der Ostturm nicht fertig geworden oder ist er abgetragen? Oder ist der Oberstock des Westturmes aus späterer Zeit? Brauweiler[5]) bezweifelt die Ursprünglichkeit dieses Oberstockes, da er anders behandelt sei als die übrigen, Lehner[6]) dagegen

Abb. 1. Porta Nigra. Ansicht der Landseite.*)

*) Abb. 1, 2, 6 und 10 bis 14 sind nach Aufnahmen der Königlichen Meßbildanstalt ausgeführt.

1) Vgl. den Plan der Stadt in Graeven, „Der Stadtplan des römischen Trier", Denkmalpflege VI. 1904. Nr. 16, S. 125.

2) Vgl. Graeven, „Der Stadtplan des römischen Trier".

3) Dieser Name deutet offenbar auf eine Beziehung jener Gegend vor der Stadt zum Mars hin. Das Feld dort hieß Campus Martis, der nahe Berg noch lange Zeit Marsberg, und der angenommene Apollotempel, der der berühmten Abtei St. Maximini hat weichen müssen, dürfte ein Marstempel gewesen sein — in genauer Übereinstimmung mit der Anlage des Campus Martis und Templum Martis vor dem Tor der Aurelianischen Mauer Roms. Bezeichnend ist, daß die Straße zum Marsfeld bis Mitte vorigen Jahrhunderts die einzige „Straße" war, während alle übrigen nur „Gassen" hießen. (Der von da an bis vor einigen Jahren übliche Name „Römerstraße" ist ein Zeichen der Begeisterung jener Zeit für alles, was römisch hieß.)

4) Die zwei Grundrisse und der Schnitt gehören einer vor zwei Jahren gemachten Aufnahme an. Leider ist ihr namentlich in Einzelheiten nicht sehr zu trauen, die Grundrisse sind in ihren schwarz angelegten Teilen, die romanisch sind, berichtigt worden.

5) Brauweiler, „Altes und Neues über die Porta Nigra in Trier". Zentralbl. d. Bauverw. X. 1890, S. 505 u. 519.

6) Lehner, „Die römische Stadtbefestigung von Trier". Westdeutsche Zeitschr. f. Geschichte u. Kunst. XV. 1896. Heft 3, S. 211.

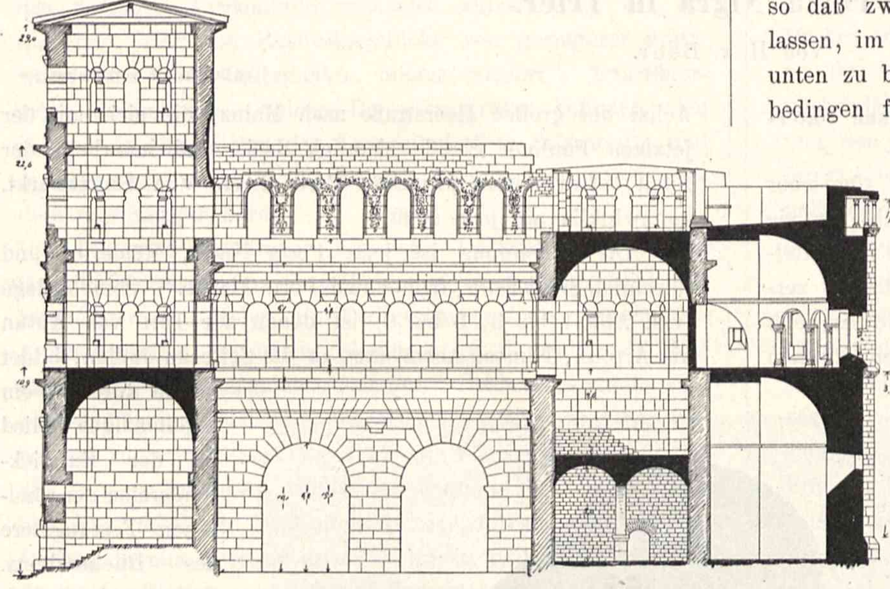


Abb. 2. Längenschnitt.

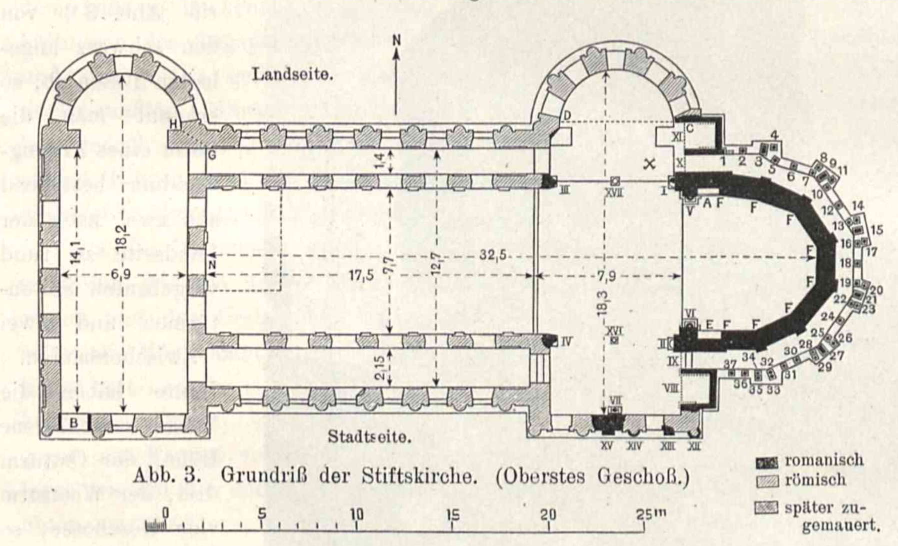


Abb. 3. Grundriß der Stiftskirche. (Oberstes Geschoß.)

glaubt ihm hier widersprechen zu müssen. Und man wird gewiß die Brauweilersche Begründung angesichts der Unfertigkeit des Baues als gewagt ansehen dürfen, ebenso möchte man die Abschrägung des Gesimses zwischen Oberstock und drittem Geschoß im Inneren des Turmes, welche Lehner nicht als solche gelten lassen will und die Brauweiler für eine Stütze seiner Ansicht hält, nicht für an sich zwingend ansehen.

Alle Wände des Baues sind von Fensteröffnungen durchbrochen, außer im Erdgeschoß und der obersten Ostwand des Westturmes. Die Untergeschosse der Türme sind fast dunkel, nur durch kleine Öffnungen in den äußeren Längswänden matt beleuchtet und zugänglich durch je eine ebenerdige Tür in denselben Wänden, so daß man sie erreichen konnte, ohne das Propugnaculum zu betreten, ein für die militärische Verwendung des Tores wichtiger Punkt. Außerdem ist an denselben Wänden in halber Höhe des Untergeschosses je eine Tür, die nur am Westturm auch außen noch deutlich zu sehen ist und auf die Stadtmauer führte, welche in der Flucht des landseitigen Zwischenbaues an die Türme stieß. Die Böden zwischen den Turmgeschossen müssen Balkendecken gewesen sein, deren Auflager in Form roher Steingesimse zu sehen sind (s. Schnitt Abb. 2). Und zwar ist das Erdgeschoß noch einmal geteilt, so daß zwar äußerlich vier Geschosse sich unterscheiden lassen, im Inneren aber sich fünf ergeben, denn die weiter unten zu besprechenden Toröffnungen in den Zwischenbauten bedingen für jenen Teil der Türme eine sehr große Höhe. Was den oberen Abschluß der Türme betrifft, so gehen auch hierüber Brauweilers (das.) und Lehners (das.) Meinungen auseinander; Lehner bestreitet es jenem, daß der auf dem Merianschen Bilde (Abb. 8)[7]) sichtbare Giebel römisch sei. Es ist aber zu beachten, wie sehr Merian sich offenbar bemüht, die Art der Mauerung überall deutlich zu zeigen, und wenn er die Quaderung des Giebels mit deutlicher Absicht genau so zeichnet wie die des römischen Baues, zum Unterschied von dem späteren, so dürfen wir auch annehmen, daß dieser Giebel tatsächlich solchen Verband hatte, also römisch war. Der Lehnerschen Meinung, daß dieser Giebel dem Ostgiebel des Langhauses gleiche, ist in keiner Weise beizustimmen, vielmehr kennzeichnet auch das Gesims den Turmgiebel als römisch. Auch die Neigung ist durchaus nicht unrömisch, sehr wohl kann sie aber flacher gewesen sein, denn die bei Brower dargestellten Giebel sind im allgemeinen unnatürlich steil gezeichnet.

Abb. 4. Grundriß der Pfarrapsis.

Die Zwischenbauten haben die Höhe des Ostturmes und bilden unterhalb der beiden Fensterreihen zwei weite Doppeltore, über denen scheitrecht gewölbt der Architrav liegt. Auf der Landseite sind diese Tore durch kurze Halbrundtonnen gedeckt und wurden vermittels Fallgatter geschlossen, für welche Schlitze in den Torgewänden vorhanden sind. Schwere Steinblöcke zwischen den Grundmauern hinderten die Unterminierung.[8]) Die stadtseitigen Tore sind in ihrer äußeren Erscheinung ebenfalls rundbogig, aber der innere Teil der Leibung ist scheitrecht gewölbt, was darauf hinweist, daß sie durch Flügel geschlossen werden sollten, welche nämlich, geöffnet, mit ihrer Breite die Tiefe der Leibung gerade decken. Die runden Löcher für die Drehzapfen der Torflügel sind im Sturz leicht vorgearbeitet, haben aber nie ihrem Zwecke gedient, weil nahe darunter nicht abgearbeitete Quaderbossen noch vorhanden sind, welche das Einstellen der Torpfosten unmöglich machen.[9]) Doch sind in Kämpferhöhe die Lager von starken Sturzbalken erkennbar, die zur Aufnahme der Pfostenlöcher gedient haben können. Die Gänge, welche im ersten und zweiten Stock Turm mit Turm verbinden und deren Plattformen auch von dem Obergeschosse des Westturms

7) Dies Bild gehört der Stadt Trier und stammt aus dem Werk von Browerus et Masenius „Antiquitates et Annales Trevirenses“ II. (Leodii 1670.) S. 99 und wird in das Jahr 1646 gesetzt; Merian hielt sich um diese Zeit in dieser Gegend auf, wie datierte Bilder beweisen.

8) Vgl. Lehner, „Die römische Stadtbefestigung von Trier“. W. Zs. XV, 3.

9) Vgl. auch Cohausen, „Befestigungsweisen der Vorzeit und des Mittelalters“ (ed. Jähns), Wiesbaden 1898.

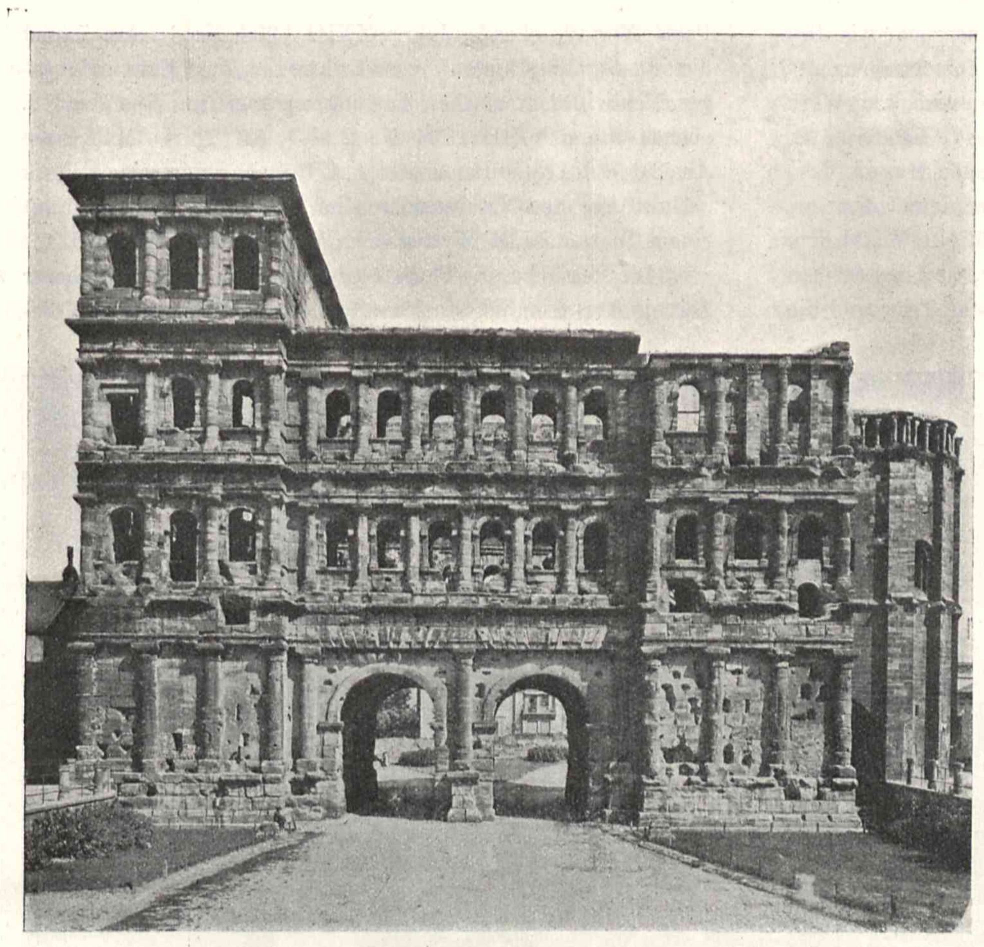


Abb. 5. Porta Nigra. Ansicht der Stadtseite.

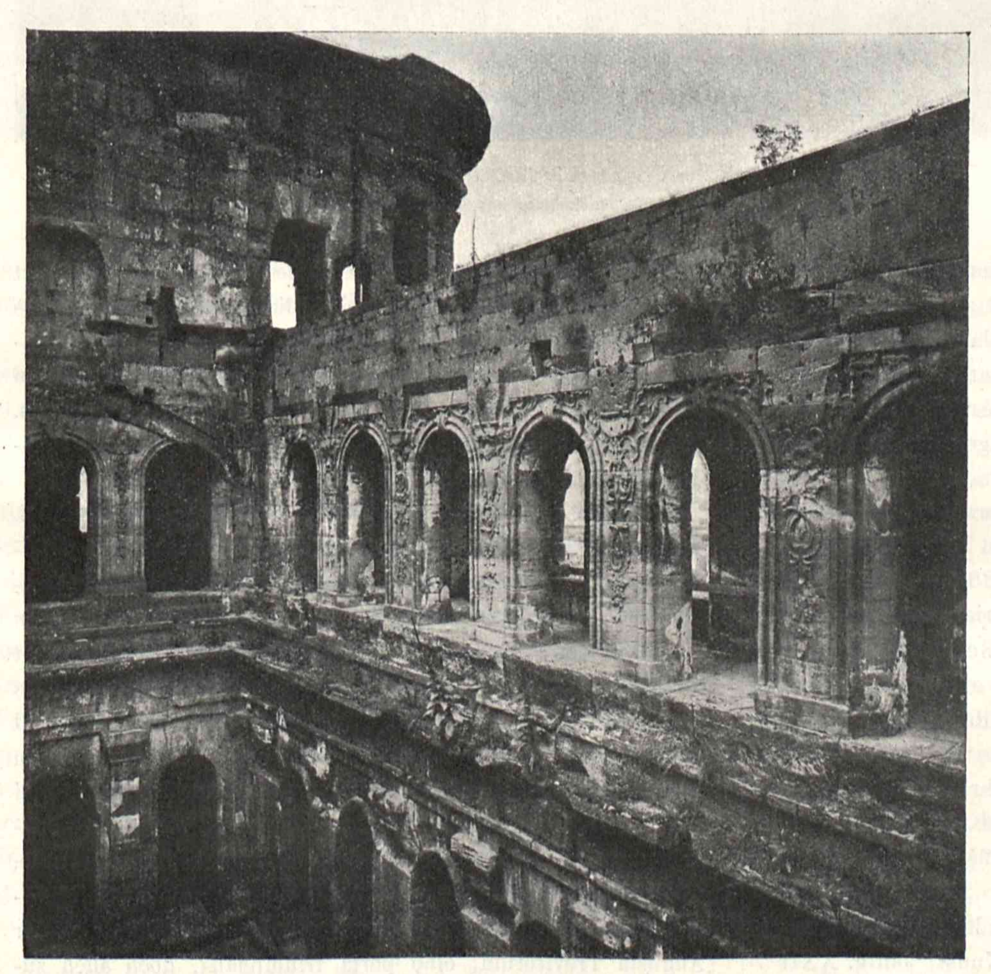


Abb. 6. Inneres des Propugnaculum vom Chor der Stiftskirche aus.

aus durch je eine Tür zugänglich sind, haben eine Deckung durch Halbkreistonnen, Zinnen werden sie oben gekrönt haben. Das Propugnaculum wird immer unter freiem Himmel gelegen haben.

Baustoffe.

Der Baustein ist roter und grauer Sandstein, wohl aus den Brüchen des Pfalzeler Waldes bei Trier stammend, deren weitleuchtendes Rot noch jetzt neben dem Grün des Waldes und dem Blau des Moselstromes der schönste Reiz der weiten sonnigen Landschaft ist. Die Blöcke, 60 cm tief und hoch, bis 2 m lang, sind isodom gebunden und ohne Mörtel durch verbleites Eisen verklammert.

Schriften über den Römerbau.

Die Meinungen über Alter und Bestimmung der Porta Nigra sind lange Zeit weit auseinandergegangen, und wenn auch weder mehr der Teufel als ihr Erbauer angesehen wird, noch jemand der Sage der Gesta Trevirorum (Kap. IV) von der Gründung durch Trebeta und Hero aus Asien glaubt, so ist es doch nicht lange her, daß Dr. Seibold sie für ein Werk der Zyklopen, welche in seinen Augen die alten Trierer waren, hielt. Abgesehen von älteren legendarischen Nachrichten und einigen ziemlich unwesentlichen Äußerungen seien im folgenden die Schriften [10]) mitgeteilt, welche sich mit der römischen Porta beschäftigen.

J. N. Hontheim, im „Prodromus Historiae Trevirensis diplomaticus et pragmaticus“ Aug. Vind. 1757, gibt eine Wiederherstellung des ursprünglichen Zustandes und erklärt das Werk für gallisch. Kugler, „Kleine Schriften und Studien zur Kunstgeschichte“, ändert seine erstgefaßte Meinung, daß das Tor fränkisch oder doch nachrömisch sei und erklärt es für römisch. Quednow, „Beschreibung der Altertümer in Trier und dessen Umgebung“, Trier 1820, gibt Pläne, ohne die romanische Apsis zu berücksichtigen, doch mit Einzeichnung der damals bestehenden romanischen Gewölbe. Er setzt die Porta etwa ins Jahr 200 v. C. und gibt sie als griechisch aus. Seiner Meinung schließt sich de Bioul an. Hetzrodt, der zuerst die alten Belger als die Erbauer

10) Mehrere hier fortgelassene Schriften führt der unten genannte Linde an, sie gehören aber schließlich mit zu dem weniger Wesentlichen. Die „Litteraturanzeige über Trierer Bauten, Denkmäler, Inschriften usw.“ von Michael Joseph Franz Müller, Trier, nennt nur einige wenige Schriften.

ansah, nahm später Konstantin I. hierfür in Anspruch, wie dies ebenfalls Wyttenbach in seinen „neuen Forschungen . . .“ tut. Brower, in dem von ihm und Masen verfaßten Werk „Antiquitatum et Annalium Trevirensium libri“, Leodii 1670, seht in der Porta ein römisches Kapitol, und auch Masen (das.) hält es deutlich für römisch, wenngleich der unten näher erwähnte Linde ihn der Unsicherheit beschuldigt. Wiltheim erkennt in dem Bau ein römisches Stadttor, und desgleichen Schneemann in seinem Buch „Das römische Trier und die Umgegend“, Trier 1852. Hübner setzt das Tor ins 1. Jahrhundert n. C. und nennt es römisch. A. v. Cohausen, „Die Befestigungsweisen der Vorzeit und des Mittelalters“ (ed. Jähns), Wiesbaden 1898, weist seine Bestimmung als römisches Stadttor nach und setzt es auf etwa 280 n. C. Krieg v. Hochfelden beschäftigt sich in seiner „Geschichte der Militärarchitektur in Deutschland“, Stuttgart 1859, ebenfalls mit ihm. Die wichtigste Arbeit aber ist von Chr. Wilh. Schmidt, „Baudenkmale der römischen Periode und des Mittelalters in Trier und seiner Umgebung“, Trier 1836. Er nennt den Bau römisch-griechisch und glaubt ihn in der letzten Zeit der Römerherrschaft, im 4. Jahrh., entstanden. Seine Aufnahme ist sehr genau und bisher immer noch die beste. An Schmidt schließt sich auch Steininger an. Einen Versuch, die Porta nach Zeit und Benutzung genauer zu bestimmen, unternimmt Dr. P. A. Linde, „Die Porta Nigra und das Capitolium der Treviris“, Trier 1852, worauf noch zurückzukommen ist. Ebenso nur vorläufig ist hier zu nennen Hettner, „Das römische Trier“, Trier 1880. — Dr. Marx, „Geschichte des Erzstifts Trier“, II. 2, Trier 1862 erwähnt einige ältere Ansichten und teilt die von Schmidt als maßgebende mit. Bereits erwähnt ist Brauweiler, „Altes und Neues über die Porta Nigra in Trier“, Zentralbl. der Bauverw. X, Jahrg. 1890, Nr. 49, 50; Lehner, „Die römische Stadtbefestigung von Trier“, Westdeutsche Zeitschrift für Geschichte und Kunst, Trier, Jahrg. XV, Heft 3; und Graeven, „Der Stadtplan des römischen Trier“, Denkmalpflege Jahrg. VI, 16. — Schließlich noch A. v. Domascewski, „Steinmetzzeichen der Porta Nigra mit Tagesdaten“, Korrespondenzblatt der Westdeutschen Zeitschrift für Geschichte und Kunst, Jahrg. XXII 1903 Nr. 10, Art. 82. Derselbe, „Die Konstruktion der Porta Nigra“, ebenda Jahrg. XXIII 1904 Nr. 1, Art. 7 und die Entgegnung hierauf von Lehner, „Zur Entwicklungsgeschichte des römischen Festungstorbaues im Rheinlande“, ebenda Jahrg. XXIII 1904 Nr. 2 u. 3, Art. 23. — Malerische Ansichten des alten Baues gibt J. A. Ramboux in seinem Werk „Altertümer und Naturansichten im Moselthale bey Trier“ mit einem Text von J. H. Wyttenbach. Trier und München 1824.

Zeitstellung.

Die Versuche, die Bauzeit zu bestimmen, sind in früherer Zeit immer ziemlich unsicher, da sich nicht leicht ein bestimmter Ausgangspunkt für sie finden ließ. Bemerkenswert ist Lindes Vorgehen auf geschichtlicher Grundlage. Seine Schrift dürfte die fast allgemeine Nichtbeachtung und Unbekanntheit, welche sie erfahren hat, doch nicht verdienen, wenn auch neuere Untersuchungen ihr zu widersprechen scheinen. Ich teile den Hauptinhalt kurz mit, um dann auf die folgenden Arbeiten einzugehen.

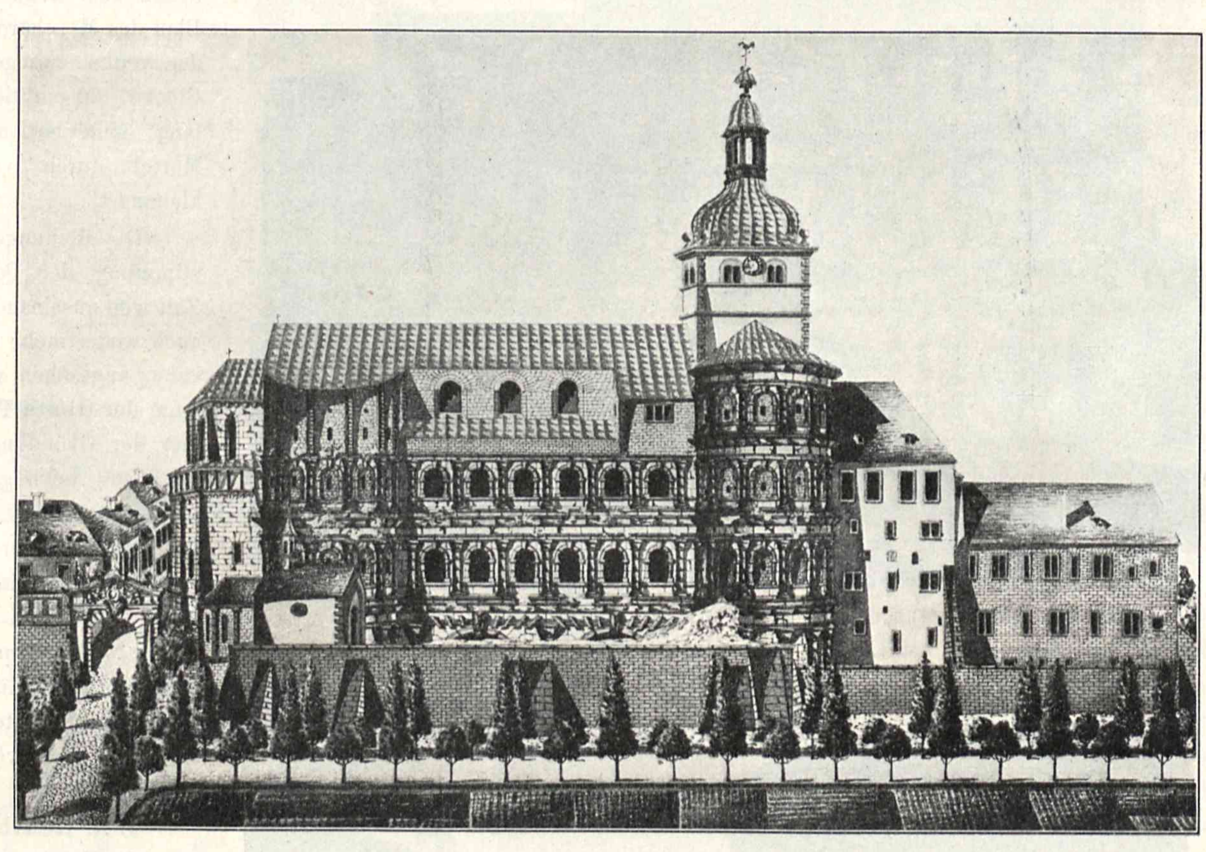


Abb. 7. Simeonsstiftskirche. Landseite.
Nach einem Wasserfarbenbilde von Lothary aus dem Jahre 1793.

Kaiser Valentinian, seit Oktober 365 in Gallien weilend, unternahm mit seinem Sohn Gratian zusammen einen Feldzug gegen die Alemannen, welcher jedenfalls hauptsächlich die Erringung von Lorbeeren für den jungen Gratian zum Ziel hatte, denn von einem Aufstand ist zu jener Zeit nichts zu bemerken. Anfang und Beendigung dieses Zuges scheinen in die kurze Zeit zwischen den 17. Juni und 31. Juli 368 gefallen zu sein. Der Sieg wurde errungen in der schweren Schlacht bei Solicinium am Neckar. Und die Vermutung Lindes ist nun, daß zur größeren Herrlichkeit des Triumphes der Bau eines Tores begonnen wurde, welches für den Einzug von zwei Triumphatoren zwei Bogenöffnungen haben mußte. Dieses sei die Porta Nigra in der Augusta Trevirorum, eine porta triumphalis, doch auch zugleich eine porta augusta. Die Annahme erhält Wahrschein-

lichkeit durch die Tatsache, daß Valentinians Bautätigkeit groß und seine Architekten tüchtig waren, sowie dadurch, daß das Tor unvollständig ist — nach Linde nicht zerstört, sondern unfertig, denn ein so bedeutender Bau erforderte viel Zeit, und das Abscheiden Valentinians 375, Gratians 383 mußte der Arbeit ein Ende setzen. Ein sehr wichtiger Punkt für die Zeitbestimmung, welche durch Hübners Forschung auf Grund der Steinzeichen an dem Westturm der Porta Nigra verwirrt wurde, ist die Auffindung eines Steines, der die an der Porta häufig vorkommende Inschrift MAR trägt und von einem wahrscheinlich Gratianischen Bau stammt.

Hettner sieht in seiner Schrift „Das römische Trier" das Römertor auch für Gratianisch an, offenbar ohne Linde zu kennen, denn er erwähnt ihn mit keinem Wort. Und ferner wird diese Zeitbestimmung unterstützt durch Krieg v. Hochfelden[11]); seine militärarchitektonische Untersuchung bringt ihn in die Zeit des Endes der römischen Herrschaft, denn es seien hier Verbesserungen zu bemerken, welche der frühere Festungsbau nicht kenne. In neuerer Zeit sind eingehende Bodenuntersuchungen gemacht worden, auf Grund deren die Porta in die Zeit vor Konstantin gerückt erscheint. Brauweiler setzt sie in die Zeit Maximinians, d. i. etwa 288. Weitere Ausgrabungen in den Jahren 1892 bis 1896[12]) ergaben, daß durch die Erbauung Gräber des zu Anfang erwähnten großen Friedhofes zerstört worden sind, doch ließ sich leider nicht feststellen, ob dieser noch über das Tor hinausreichte oder hier seine Grenze fand. Das Gräberfeld ist bis mindestens in die Mitte des 2. Jahrhunderts benutzt

11) „Geschichte der Militärarchitektur in Deutschland."

12) Niedergelegt in Lehner, „Die römische Stadtbefestigung von Trier". W. Zs. XV, 3.

PORTA MARTIS, ET NIGRA ROMANORVM Nunc in Templum Canonicale S. Simonis Transformata.

Abb. 8. Simeonsstiftskirche. Stadtseite.
Nach einem Kupferstich Merians von etwa 1646.

gewesen, und dies im Verein mit dem eingangs angeführten Herausweichen des Tores aus dem alten regelmäßigen Straßenplan legt es nahe, die Entstehung nicht früh anzusetzen — nach Graeven[13]) und Lehner[12]) nicht vor 258, da Postumus die Stadt zur Residenz erhob. Diese Bodenuntersuchungen legen mit Sicherheit vorerst nur die untere Zeitgrenze fest, die Bestimmung der oberen ist durch sie noch durchaus nicht als gegeben zu erachten. Dagegen bezieht sich der Vorschlag A. v. Domascewskis („Die Steinmetzzeichen der Nigra") auf einen bestimmten Zeitpunkt. Er veröffentlicht Steinmetzzeichen, die sich im dritten Stock des Westturmes an der Innenseite von vier der westlichen Fensterpfeiler befinden, wegen der Dunkelheit und Unzugänglichkeit (der Fußboden fehlt) des Raumes nicht gut sichtbar. Es sind Tagesdaten, die die Zeitspanne vom 28. Juli bis 7. August umfassen. Seine an die Entdeckung[14]) geknüpfte Überlegung läuft darauf hinaus, daß er den Bau dieses Geschosses in drei Wochen, also in großer Eile, entstanden annimmt; folglich sei die Porta in Zeiten schwerster Bedrängnis erbaut und damit die Lehnersche Meinung bestätigt, daß Gallienus Stadtmauer und Tor angelegt habe, d. i. um 250. Diese Daten seien gerade angeschrieben, weil es die letzten, sehnsuchtsvoll gezählten Tage vor der Ablösung der zum Bau kommandierten Soldaten gewesen seien. Aus der Eile des Baues sei nun auch seine Ausführung in Bossenquadern erklärt. — Wahrscheinlichkeit, geschweige denn Gewißheit, für die Erbauung um 250 bringt diese Erörterung immerhin nicht, sondern die Gleichberechtigung der Annahmen, welche den Bau ins 4. Jahrhundert setzen wollen, ist hiernach noch nicht als beseitigt anzusehen. Es muß nicht Bedrängnis sein, die zur Eile bei der Errichtung eines Monumentalbaues treibt, auch Machtbewußtsein und der Wunsch, bald und glänzend dies Machtbewußtsein an den Tag zu legen, können dazu veranlassen.

v. Domascewski behandelt ferner („Die Konstruktion der Porta Nigra") die Frage nach einem Vorbild für das Trierer Tor. Seine Beobachtung, daß es sich von der Anlage anderer römischer Festungstore sehr entferne, führt ihn dazu, auf seiner Studienreise 1897/98 in Arabien das Vorbild zu „erkennen, welches der Konstruktion des Stadttores zu Grunde liegt". Dieses sei die Porta decumana des Kastells Odruh in der römischen Provinz Arabia, die ebenso geformt ist wie jenes, außer daß die Außenwand des Propugnaculums, damit also dieses selbst, fehlt und daß an Stelle der beiden

13) „Der Stadtplan des römischen Trier."

14) Diese ist ihm, wie er angibt, von H. Graeven mitgeteilt.

Bogenöffnungen nur eine vorhanden ist. Die Türme zeigen denselben Grundriß, springen aber völlig vor die Mauer vor, so daß die stadtseitige Mauerflucht nicht unterbrochen wird. Diese Nachahmung erklärt es ihm, daß das Tor in Trier in eigentlich jeder Beziehung strategisch sehr unzweckmäßig sei, und er ist der Meinung, daß ein Außenwerk die Schwäche des Tores selbst gedeckt haben muß, wie es an einigen Verteidigungswerken sich findet. — Diesen beiden Behauptungen — über die Verteidigungsschwäche und die Anlehnung an ein arabisches Vorbild — widerspricht Lehner („Zur Entwicklungsgeschichte des römischen Festungstorbaues im Rheinlande"), indem er seinerseits die Vorzüge der einzelnen Einrichtungen der Porta zeigt und bemerkt, von dem ganz entbehrlichen hypothetischen Außenwerke sei nie eine Spur gefunden. Anderseits legt er an Hand beigegebener Grundrisse von Toren der Saalburg, in Bonn, Xanten, Köln und der Porta Nigra dar, wie diese eben Schlußstein einer durchaus folgerichtigen Entwicklung des Festungstores im Westen ist und in den Kastellen Schierenhof und Weißenburg hinsichtlich der Halbrundvorsprünge unmittelbare Seitenstücke hat, während die Ähnlichkeit mit dem Tor zu Odruh doch nur äußerlich sei.

Namenerklärung von Linde.

Den Namen „Porta Nigra" unterzieht Linde einer nicht uninteressanten Betrachtung.[15]) Der Sieg von Solicinium ist am Neckar erfochten, der lateinisch „Nicer" heißt. Und in alten Aufzeichnungen kommt neben der Form „Nigra" auch „Nicra" vor. Da die Herleitung eines Adjektivs nicerus oder nicrus von Nicer nichts Unmögliches ist, so ist Lindes Einfall, es könne diese Porta triumphalis zur Verherrlichung des Sieges am Neckar kurz Porta Nicra genannt worden sein. Der Name ist übrigens bereits zu einer Zeit vorhanden, als der rote und graue Sandstein seine heutige Färbung noch nicht wohl gehabt haben kann.

Was auch durch all diese Erörterungen ans Licht gebracht wird, es muß immer sich zeigen, daß solch ein in jeder Beziehung hervorragender Torbau zu einer Zeit höchster Blüte der Stadt entstanden ist, zu der Zeit, da — wie Byzanz die Regierungshauptstadt des oströmischen — die Augusta Trevirorum die Hauptstadt des weströmischen Reichs war, das heißt die Stadt, welche nach Roms Rücktritt aus dem Vordergrunde des Weltbildes den einen der beiden Brennpunkte für das Leben der alten Welt bedeutete. Eines Lebens, dessen Glanz heute noch aus den Ruinen eines Amphitheaters, einer Forumbasilika und am klarsten eines Kaiserpalastes erstrahlt.

Mittelalter.

Die Gestalt, in welcher sich die Porta Nigra zu unserer Zeit den Blicken darbietet, läßt klar erkennen, daß sie im Mittelalter kirchlichen Zwecken gedient haben muß. Erhalten ist hiervon noch die Choranlage und wenige andere Reste; es kommen aber einige Bilder hinzu, die uns ihre äußere Erscheinung wiedergeben. Die beiden wichtigsten dieser alten Ansichten sind hier in Abb. 7 und 8 mitgeteilt. Das Meriansche Bild (Abb. 8) ist bereits oben erwähnt als etwa vom Jahre 1646 stammend; vergleicht man die Darstellungen, die Merian von noch vorhandenen Bauten gibt, mit diesen selbst, so kann man feststellen, daß er alle Teile zeigt, die da sind, auch ihre Form ziemlich treu wiedergibt, daß die Maßverhältnisse aber im allgemeinen unzuverlässig sind. In diesem Sinne ist sein Bild auch hier zu benutzen. Die andere Abbildung 7, die wesentlichste landseitige Aufnahme, ist ein Wasserfarbenbild vom Jahre 1793, von Lothary, in Einzelheiten nicht viel wert. Einige andere Darstellungen sind noch wie diese im Besitz der Stadt Trier; auch bei Privatleuten, namentlich im Gasthaus „zum Domstein" am Hauptmarkt findet man Bilder. — Der Erörterung der Umwandlung, welche die Porta im Mittelalter durchzumachen hatte, möge eine Angabe der Schriften vorhergehen, die sich mit dieser und dem sie begründenden Geschehnis beschäftigen: Ältere Werke, wie die Hontheims, Browers und Masens, die Gesta Trevirorum u. a. haben mehr urkundlichen Wert. Chr. Wilhelm Schmidt gibt in seinen „Baudenkmalen" auch von den mittelalterlichen Erweiterungen eine Ansicht und Grundrisse und ist der erste, welcher ihre Entstehungszeit richtig erkennt. Ferner Quednow, Regierungs- und Baurat in Trier, „Beschreibung der Altertümer in Trier und dessen Umgebungen aus der gallisch-belgischen und römischen Periode", Trier 1820; und sein Artikel „Altertümer in Trier und dessen Umgegend, I. Die Porta Nigra (Martis), im Jahre 1822" in der Monatschrift „Mosella", herausgegeben von v. Haupt. Heft 1, Seite 102. Trier 1823. — Marx, „Geschichte des Erzstifts Trier", II, 2. Trier 1862. — Dr. Ladner, „Der hiesigen römischen Baudenkmale Schicksale im Mittelalter und in neuerer Zeit: c) Schicksale der Porta Nigra" im „Jahresbericht der Gesellschaft für nützliche Forschungen zu Trier, von 1865—1868". Trier 1869. — Dr. Julius Harttung, „Bemerkungen über Erzbischof Poppo von Trier und St. Simeon" in der „Monatsschrift für rheinisch-westfälische Geschichtsforschung und Altertumskunde", herausgegeben von Pick. Trier 1877. III, S. 492—514. — Lesser, „Erzbischof Poppo von Trier". Leipzig 1888.

Schriften über das mittelalterliche Werk.

Vorgeschichte der Gründung des Simeonsstifts.

Ob die Porta Nigra bis in den Anfang des 11. Jahrhunderts irgendwie benutzt worden ist, läßt sich in keiner Weise mehr feststellen. Den Anschein hat es allerdings, als ob in ihr vor dieser Zeit schon ein Michaelsaltar gestanden habe; und wenn die Gesta Trevirorum sie einmal „turris quaedam deserta" nennen, solche Benutzung als Michaelsheiligtum ihr also absprechen, so legt das Ladner in dem Sinne aus, daß nur der Ostturm gemeint sei, und gerade eine Benutzung des anderen Turmes dadurch behauptet werden solle. — Man kann mit demselben Recht auch gegenteiliger Meinung sein, denn oft wird die ganze Toranlage „turris" genannt, was also auch hier der Fall sein kann.

Ob nun ein Michaelsheiligtum vorhanden gewesen ist oder nicht, neues Leben beginnt für den Römerbau erst mit dem Einzug oder richtiger mit dem Tode eines Einsiedlers in seinen Mauern, und dieses Ereignis im Zusammenhange mit der sonstigen Lage der Dinge in der Diözese Trier ist vorerst zu betrachten.

St. Simeon.

Am 15. (oder 24.) Dezember 1015 starb der Trierer Erzbischof Megingaud nach schwerem, erfolglosem Ringen mit dem Luxemburger Adalbero, Abt von St. Paulin bei Trier, welcher aus politischen Gründen zum Bischof gewählt, von Kaiser Heinrich II. aber durch Megingauds Ernennung

15) Dieser Name wird fast immer unglaubhaft erklärt, als Tor der Trauer, denn dort hinaus habe man die Toten getragen, oder durch dies Tor sei man nach Erleidung einer Niederlage eingezogen, nach einem Sieg aber durch die Porta Alba.

abgesetzt war. Heinrich übertrug nun die Erzbischofswürde dem damals 36jährigen tatkräftigen und vermögenden Dompropst Poppo von Bamberg, Sohn des Markgrafen Leopold von Österreich und seiner Gemahlin Richeza, die eine Tochter des Herzogs von Franken war. Seine Einsetzung erfolgte am Neujahrstag 1016, und am 8. April empfing er vom Papst Benedikt VIII. das Pallium. Gestützt auf eine Hausmacht und den kaiserlichen Schutz führte Poppo sein Amt in reicher Wirksamkeit zum Segen des Erzstifts, in welchem bei seiner Ankunft die traurigsten Mißstände herrschten. Auch ließ Adalbero seine Feindseligkeit fahren, jedenfalls in Ansehung von Poppos Übermacht, und zog sich still in sein Kloster zurück. Immerhin war noch mit der vorhandenen Macht der Luxemburger zu rechnen. — Im Jahre 1024 starb Heinrich II. und Papst Benedikt VIII.; Konrad II. wurde durch die Luxemburger Partei zum Kaiser erhoben. Damals muß Poppo wohl infolge der Ereignisse des Jahres 1023 seine politische Stellung als ungünstig empfunden haben, denn er entzieht sich dem Blick, ganz seinem Stift und geistlichen Angelegenheiten sich widmend. Um diese Zeit finden wir einen griechischen Mönch bei ihm[16]), namens Simeon, welcher durch seinen frommen Lebenswandel ein gewisses Aufsehen bei den Zeitgenossen hervorrief. Von ihm teils überredet, teils aus Reue über seine Auflösung des Nonnenklosters zu Pfalzel, wie es die Continuatio der Gesta Trevirorum darstellt, entschließt sich der Erzbischof zu einer Reise ins gelobte Land. Als Zeitpunkt hierfür nennen die Gesta das Jahr 1025, und dieses Jahr ist auch immer als sicher angenommen worden, bis Harttung[17]) sich nachzuweisen bemühte, daß die Fahrt in die Zeit 1032 bis 1033 gefallen sein müsse. Lesser[18]) gibt ihm hierin durchaus nicht recht, nennt seinen Beweis vielmehr gewaltsam und setzt seinerseits die Reise in die Zeit von 1027 bis 1030, hierin mit Brower, Goertz, Hontheim, Ladewig übereinstimmend.

Nach dem Bericht der Gesta kehrt Poppo in Begleitung seines Führers und Freundes Simeon im Jahre 1028, also nach dreijährigem Aufenthalt, zurück, nach Harttung wie gesagt 1033, nach Lesser 1030, und im gleichen Jahre noch läßt sich Simeon am Feste des Apostels Andreas in die Porta Nigra einschließen[19]), wodurch ihm der Wunsch seines Lebens erfüllt wurde, seine Seele, fremd der Welt und ihrem Getriebe, doch nahe einem frommen Freunde, wie er in Poppo ihn gefunden hatte, dem Dienste Gottes allein zu widmen. Hier lebte er nach den Gestis sieben Jahre, bis 1035, nach Masen[20]) bis 1034. Diese letzte Angabe glaubt auch Harttung als die richtige ansehen zu müssen, trotzdem Simeons zeitgenössischer Biograph Eberwin von den „interea volventibus annis" spricht, die jener eben nicht nur auf die Inclusionszeit bezogen wissen will. Über die Trierer Geschichtsquellen, hauptsächlich die Gesta, ist zu bemerken, daß man derartigen Berichten nicht unzweifelhaft Glauben schenken

16) Vgl. „Vita Simeonis" von Eberwinus Abb., teilweise abgedruckt in der „Acta Sanctorum" Junii I.

17) „Bemerkungen über Erzbischof Poppo von Trier und St. Simeon."

18) Erzbischof Poppo von Trier, Anhang II, S. 80.

19) Nicht einmauern, wie vielfach gemeint wird, sondern die Übersetzung von „reclusus" — „inclusus" mit „eingeschlossen" wird durch Schriftstellen als richtig belegt.

20) Brow. et Mas., Ant. et Ann. Trev. Tom. II. S. 99 N.

darf. Sie sind sehr legendenhaft, und die heiligen Zahlen drei und sieben, welche gerade in der vorliegenden Betrachtung auffallen und noch sonst im Leben Simeons vorkommen, müssen den Text selbst der Vita Eberwins, die immerhin auch erst eine Reihe von Jahren nach Simeons Ableben verfaßt worden ist, als einer Nachprüfung wert erscheinen lassen. Poppo bittet in einem Briefe, welcher wohl 1033 oder Anfang 1034 geschrieben ist[21]), den 1033 neu gewählten Papst Benedikt IX. um die Heiligsprechung Simeons, veranlaßt durch die Bitten des Volkes, das zuerst den in die geistige Verrückung (Compunctio) geratenen Einsiedler für einen Unhold ansah[22]), nach seinem Tode aber durch Wunderzeichen zum Glauben an ihn gelangte. Als Jahr der Heiligsprechung wird 1042 angesehen[23]), doch ist es durchaus nicht sicher; die Kanonisationsbulle selbst ist nicht mehr vorhanden, und man muß sie wohl früher ansetzen, um so mehr, da Poppo in seinem Schreiben von 1033 oder 1034 um baldige Antwort gebeten hatte. Daß Simeon vor 1042 als beatus[24]) angeführt wird, ist belanglos, denn noch 1048 kommt er unter dieser Benennung vor.[25]) Nach Simeons Abscheiden errichtete Poppo ihm einen Altar zu Ehren Aller Heiligen, verwandelte bald danach die Porta in eine Kirche und gründete ein Stift.

Die Daten dieser Gründungen des Erzbischofs sind unklar; Harttungs Untersuchung geht nicht mehr auf sie ein, Lesser nennt nur eine Jahreszahl, welche, so wie er sie anwendet, falsch ist, Marx und Ladner übernehmen die Angaben der älteren Schriftsteller, trotzdem sich auch in diesen Widersprüche finden. Zufolge dieser Unsicherheit teilt Marx die Geschichte der Gründung in Form einer beweislosen Erzählung mit, die allerdings der relativen Zeitfolge nach wohl richtig ist. Den Bau der Kirche selber erwähnt er kaum. Ladner dagegen geht auch auf diesen näher ein und kommt durch das Fehlen solcher urkundlicher Überlieferungen, aus denen wir Gründungs- und Bauzeit unmittelbar erfahren, dazu, den noch erhaltenen spätromanischen Bau der Apsis Poppo zuzuschreiben und seine Vollendung vor das Jahr 1049 zu setzen, denn in diesem Jahr ist vom Papst Leo IX. ein Altar[26]) geweiht[27]) worden. Unbeachtet läßt Ladner, daß diese Weihung die zweite[28]) war. Quednow hält ebenfalls den Chorbau für ein Werk Poppos, wie seine Angaben[29]) über die Anlage der Kirche auch im übrigen meist falsch sind.

Begräbnisstätte St. Simeons.

Von den uns angehenden Fragen ist die nächstliegende die nach der Stätte der Beisetzung des Einsiedlers, welche man auch darum als erste zu erledigen gut tut, weil ihre Lösung die Klärung aller ferneren wesentlich erleichtert. Eberwinus, Simeons Freund und Vertrauter, Abt von St. Martin, erzählt in seiner „Vita Sancti Simeonis"[30]), Simeon habe

21) Vgl. Harttung, „Bemerkungen ...."

22) Vgl. Vita Simeonis.

23) Vgl. Joh. Nic. Hontheim. Historia Trevirensis dipl. et pragm. 1750. S. 377.

24) Nicht gleichbedeutend mit sanctus.

25) Vgl. Beyer, Urkundenbuch zur Geschichte des Mittelrheins. I. Koblenz 1860. Urkunde des Bischofs Eberhard von 1048.

26) In der unteren Kirche, S. Mariae.

27) Vgl. Browerus et Masenius, Ant. et Ann. Trev. ... — Tom. II.

28) Dies wird ebenda gesagt.

29) Vgl. „Beschreibung der Altertümer ...". II. Porta Nigra, S. 18, Absatz 2.

30) Handschrift in der Stadtbibliothek Trier. Im Auszug mitgeteilt in den Acta Sanctorum Junii I. und kürzer in Hontheims Prodromus Hist. Trev. 1757.

ihn kurz vor seinem Tode zu sich rufen lassen, ihm gesagt, es werde gefügt werden, daß er bei seinem Tode zugegen sein werde, und habe ihn gebeten[31]): „. . . in hoc locello diligenter componas (corpusculum meum)“, wie er auch kurz vor dieser Stelle angibt: „in cellulam ab eo sum intromissus“. Als Eberwin ihn darauf fragt „Quid, pater, si domnus (sic) Praesul ad Domum S. Petri[32]) vel in aliud monasterium te vult sepeliri?“ gibt jener zur Antwort: „Indica illi ex nostra parte, ut pro Christi nomine haec pergrina membra consentiat hic putrescere, et me permittat hic diem domini expectare.“ Bei der Einschließung heißt es in der Vita: „In turri, quae antea nigra porta vocabatur, parvum tugurium expetit“, anderwärts wird auch von dem „tuguriolum“ geredet, d. i.[33]) ein kleiner oben gedeckter abgeschlossener Raum. — Solch ein Winkelchen, Plätzchen, solch ein tuguriolum ist nun noch vorhanden, es befindet sich in dem Ostturm des Römerbaues zu ebener Erde und ist dadurch hergestellt, daß man etwa in der Flucht der südlichen Wand des nördlichen Wehrganges eine Mauer aus Bruchstein durch diesen Erdgeschoßraum zog, mit einer ganz kleinen flachbogigen Türöffnung, welche einen runden Entlastungsbogen römischer Mauerungsart hat. Sie ist im Schnitt Abb. 2 zu sehen. Ihr hohes Alter wird durch die Form der Türöffnung und die Art der Mauerung angezeigt. Der südliche größere oblonge Raum hat in seiner Mitte einen viereckigen Pfeiler, von dem nach Nord und Süd Bogen ausgehen, zwischen diese und die Langwände sind Tonnen gespannt. Tonnen und Gurtbogen haben einen nicht voll halbkreisförmigen Querschnitt und deuten nach Form und Mauerung, unterstützt durch die Art der Kämpferstücke, auf eine gleichzeitige Entstehung mit dem Westbau des Domes hin, welcher von Poppo 1039 begonnen ist. Leider ist der durch jene kleine Tür zugängliche Raum vollständig mit Bauschutt gefüllt und zugemauert, so daß sich zur Zeit nicht feststellen läßt, ob im Inneren etwas Bemerkenswertes sich verbirgt. Immerhin kann man mit Sicherheit annehmen, daß dieser kleine Raum die erwähnte cellula des Simeon ist. Er erfüllt, soweit es bei den besonderen Bauumständen der Anlage möglich ist, ziemlich die Anforderungen, welche an eine Inclusa, d. i. die Zelle eines Inclusus, gestellt werden[34]): „inclusa, id est domus inclusi, debet esse lapidea, longitudo et latitudo in duodecim pedes abeat, tres fenestras habeat . . . .“ Die Bedingung, daß die Zelle von Stein sein solle, konnte nur erfüllt werden, wenn sie ebenerdig angelegt wurde, denn die Porta hatte keine Steindecken, auf denen man in größerer Höhe dieses „Plätzchen“ hätte einrichten können. Daß die Wohnung des Heiligen während des Bestehens der Kirche und des Stifts zerstört ist, ist undenkbar, und auch zur Zeit des Kirchenabbruchs wird man keinen Anlaß gehabt haben, einen untergeordneten Raum im Erdgeschoß zu vernichten. Und die Annahme, daß eben dieser Winkel im Ostturm die Zelle sei, wird auch weiter belegt bei Brower und Masen[35]): „. . . St. Simeon . . . vitam a. C. MXXXIV. concluserat. Ejus in latere septentrionali versus novum chorum (den noch vorhandenen) augustum tuguriolum, abditumque velut sub graduum recessu cubile, quod erectum vix capit hominem, etiamnum (1670) visitur . . . . sepultusque (a Poppone) juxta superiorem templi naviculae ingressum, ...“ Hier wird also zuerst dieselbe Stelle, die wir aus den oben angegebenen Gründen für den Aufenthaltsort des Heiligen ansehen möchten, für sein tuguriolum und cubile[36]), jedenfalls ein und denselben Raum, erklärt, und dies durch die weitere Angabe, es habe unter der Treppe gelegen, eigentlich bloß noch deutlicher bestätigt, denn die Treppe kann nur die sein, welche später, jedoch noch vor 1670, in der Rundung des Ostturms angebracht wurde und zum Grab hinabführte. Daß auch der letzte Teil der angezogenen Stelle nichts anderes[37]) besagt, wird erst im Zusammenhang mit den Erörterungen der spätromanischen Umwandlung des Ostteils sich als wahrscheinlich erweisen. Zu bemerken ist übrigens, daß, wenn bei der Beschreibung von Poppos Tod die Gesta berichten, er sei dann beerdigt „in porta civitatis, ..., in qua et ipse beatum Symeonem . . . . terrae commendaverat“, man daraufhin nicht jeden anderen Beweis für die Ebenerdigkeit der Zelle für unnötig halten darf, da ja Erdboden vorhanden gewesen sein müsse; denn „terrae commendare“ heißt weiter nichts wie „beisetzen“, und zwar wie immer so auch hier in einem Sarkophag.

Im Gegensatz hierzu scheinen zwei Stellen darauf hinzuweisen, daß wir den Aufenthaltsort Simeons nicht hier unten zu suchen haben, sondern der Einsiedler der morgenländischen Überlieferung des Wohnens auf Säulen nach Möglichkeit hätte treu bleiben wollen. Wir lesen in der „Chronik des Sigbertus“, 1112 geschrieben und bei Hontheim[38]) und in den Monumenta Germaniae[39]) abgedruckt: „Symeon . . . . hoc tempore (1016) clarebat . . . . Treveris in altitudine turris inclusus est, ibique post multas hominum persecutiones . . . . quieivt.“ Und im selben Band der Monumenta steht S. 667, num. 43 ein Zitat aus dem Annalista Saxo angeführt, unter dem Jahre 1014 bis 1015: „His temporibus Symeon . . . . claruit, ... Treveris in altitudine Turris inclusus . . . .“ Der Wortlaut dieser zwei Stellen aber ist so übereinstimmend, daß beide einen gemeinsamen Ursprung zu haben scheinen, und wir können annehmen, daß dieser den Trierer Verhältnissen ferner gestanden hat. Woraus es sich erklärt, daß der Autor seine Vorstellung der altitudo, welche er mit der des Turmes verband, in dieser Weise äußert; bei Schriftstellern, die den Dingen näher standen, ist von einer inclusio in altitudine nie etwas zu hören.

Allerdings scheinen auch Stellen aus der Vita des Eberwin selbst einen Hinweis zu enthalten, daß sein Grab und damit auch sein Wohnraum hochgelegen gewesen wären. Im Auszug aus der Vita, Acta Sanctorum Junii I. S. 91, heißt es bei einem Wunder der Heilung eines Krummen: „. . . . et ceteris ascendentibus ad sepulcrum viri dei . . .“, ferner wird dort gesagt, daß, um den starken Zudrang der Menge zum

31) Aa. Ss. Jun. I. S. 89.

32) d. i. der Dom.

33) Vgl. Ducange.

34) „Ordo inclusorum apud Raderum in Bavaria sancta“, in Ducange IV, S. 329, unter „inclusi“.

35) Bei Besprechung des Merianschen Bildes, Tom. II, S. 99 N.

36) cubile ist übrigens nicht ausschließlich „Schlafraum“, sondern vielfach allgemein „Gemach“.

37) Das tuguriolum auf Grund dieser Stelle bei Masen etwa in das oberste Geschoß des Turmes verlegen zu wollen, wird niemandem einfallen.

38) Prodromus S. 676, b.

39) Monumenta Germaniae, ed. Pertz, VIII. Scriptorum VI. Hannover 1844 S. 355, num. 24.

offenen Grabe zu regeln, eine Holztreppe angelegt sei. Und auf derselben Seite im Anschluß hieran steht in dem Wunder der Verhütung eines Unglückes: „Cum ergo commodus ascensus in aedificio turris pararetur, quoddam lignum a multis trahebatur; et cum jam in altitudinem elevaretur, rupto fune coepit multitudini, quae convenerat et suptus stabat, mortem minari.“ Schließlich erklärt sich gegen den von uns als cellula S. Simeonis bezeichneten kleinen Raum das Kommentar zu dem Bericht des Mönches Johannes Schekmann aus St. Maximin, „Historia Elevationis S. Symeonis et venerabilis Popponis“, veröffentlicht Acta Sanctorum Junii I. S. 99. Michael, der Dechant von St. Simeon, nämlich, den der Propst von St. Paulin, Friedrich v. Schavard-Merode, zwei Stadtoffiziale, Schekmann und einige andere als Zeugen begleiteten, öffnete am 9. Januar 1400 Simeons Sarg und nahm Teile des heiligen Leichnams mit nach oben, damit das Volk die öffentlich ausgestellten verehre. Sie müssen „multa pavimenta“ durchbrechen, finden dann den Sarkophag hinter dem Altar stehen — welches gewiß jener von Poppo errichtete Allerheiligenaltar ist —; den Leib, den sie suchen, treffen sie unversehrt an. Nun wollen die Kommentanten feststellen, daß der Sarkophag im Raum über jener cellula, zu dem auf Merians Bild (Abb. 8) die Öffnung „T“ führt, gestanden habe. Der Beweis ist aber einerseits durchaus nicht zwingend, anderseits verbieten schon die Maße dieses Raumes, ihn als cellula Simeons anzusehen. Das einzige in der Historia Elevationis, was uns die Lage des Grabraumes anzuzeigen scheint, der Ausdruck „multa pavimenta“ ist ebenfalls belanglos, denn er kann sowohl besagen, es seien viele Böden gewesen, als auch, der eine Boden sei sehr dick gewesen. Wenn wir ferner auf die beiden zuerst angeführten Stellen eingehen und eine Erklärung für die Treppe und das Emporsteigen nach dem Grab geben wollen, so kann das wohl folgende sein: Die Treppe mag zum ersten Stock und dann wieder hinab in den erwähnten oblongen Vorraum der Zelle geführt haben, welcher damals jedenfalls noch keine Wölbung hatte, da er ihrer nicht bedurfte. Den Verkehr zu und von dem Grabe in solcher Weise zu vermitteln, muß als zweckmäßig und wahrscheinlich angesehen werden, denn die Eingänge zu dem Raume sind so eng, daß eine breite Treppe, welche gar nicht sehr hoch zu sein brauchte, recht wünschenswert erscheinen mußte. — Mit der Bemerkung von Tob. Müller[40], daß man „auf einer Treppe von 33 Staffeln“ von der „zweiten Kirche“ aus „zu dem Aufenthalt und ersten Grab des Gerechten gekommen“ sei, ist gar nichts anzufangen, denn die „zweite Kirche“ ist bei ihm die Stiftskirche (vgl. unten), welche von Raum „T“ 12 m senkrecht entfernt ist, woraus sich eine Stufenhöhe von über 36 cm ergäbe. Es muß ein Irrtum des nicht selbst in Trier wohnenden Pfarrers sein. — An dieser Stelle sei bemerkt, daß eine Hochreliefdarstellung aus der Rokokozeit von der Beisetzung des Simeon sich außen über der Eingangstür zu dem ehemaligen sogenannten Stiftshaus in der Simeonsstiftstraße befindet.

Allerheiligenaltar.

Die Gründung des oben erwähnten Altares, welchen Erzbischof Poppo für die Menge derer, die am Grabe des Gottesmannes beten wollten, zu Ehren Aller Heiligen errichtete, kann nicht lange nach dem Tode Simeons erfolgt sein, denn er muß jener sein, von dem die Vita Eberwins (num. 31) sagt: „in eodem aedificio turris, ubi corpus viri sepultum erat, unum altare consecratum, quinto post sancti obitum mense.“ Von einem zweiten Altar dort unten ist nie die Rede, es ist dieses also derselbe Altar, welcher nach dem vorstehenden Zitat noch im Jahre 1034, im Oktober[41]), aufgestellt ist. Und zwar muß man annehmen, daß vor seiner Aufstellung die Schließung des Grabraums erfolgte, nachdem am 30. Tag nach dem Tode der Sarkophag selbst geschlossen war[42]), und daß er nicht in dem tuguriolum stand, sondern im Vorraum, für den nun, da er als eine Grabkapelle benutzt werden sollte, die Wölbung notwendig erschien. Solche Einrichtung entspricht genau der, welche sich bei dem in älterer Zeit üblichen Katakombengrabe in der Anordnung einer Gebetskapelle vor der Beisetzungsnische des Heiligen zeigt. Daß die Grabkammer vermauert wurde, geht aus dem oben angezogenen Bericht Schekmanns hervor, und wenn in den „acta Translationis S. Modualdi[43]) (Archiep. Trev.)“ zu lesen ist „(Thietmarus abbas, de Helwartshausen), (anno 1107, 4. April), sepulcrum petiit S. Simeonis ....“, so braucht daraus nicht geschlossen zu werden, daß etwa der Sarkophag selber sichtbar gewesen sei.

Gründung des Stifts. Lebensweise der Kanoniker.

Das nächste Unternehmen Poppos war die Gründung eines Kollegiatstiftes „pro eximio .... suo in B. Symeonem amore, memoriam ejus impensiùs honorare cupiens ....“, wie Brower in den Annalen I S. 520 schreibt. Er setzte Kanoniker ein, nachdem er die Porta in eine Kirche umzuwandeln begonnen hatte.[44]) Die Stiftsgemeinschaft dieser Kanoniker scheint von vornherein nicht ein volles Coenobium gewesen zu sein, wenigstens hatten die Geistlichen des Domstiftes, von St. Paulin und auch sonst im Trierischen überall zu dieser Zeit keine gemeinsame Lebensweise. Im Stift S. Simeonis ist, wie man aus Hontheim entnehmen kann, die volle Vita communis niemals üblich gewesen, zeitweilig wohl ein Refectorium commune; dies letztere geht aus einer Urkunde[45]) hervor, nach der im Jahre 1216 Erzbischof Theoderich dem „Refectorium S. Simeonis“ die Pfarrkirche zu Hoinga (d. i. Hönningen) inkorporiert. Vielleicht war diese Refectorialgemeinschaft überhaupt erst sein Werk; wir wissen jedenfalls von ihm, daß er am Dom sich um die Wiederherstellung des Coenobiums bemühte. Daß die Stiftsherren um diese Zeit nicht gemeinsame Wohnung hatten, geht aus einer Urkunde vom Juli 1228[46]) hervor, in welcher einem Canonicus gestattet wird, in einem von ihm dem Stift geschenkten Hause wohnen zu bleiben, solange er jenem angehöre; diese Erlaubnis wäre, wenn im Kollegium damals das volle Coenobium Regel gewesen wäre, undenkbar. Wenn aber Marx geneigt scheint, aus den Lebensverhältnissen der übrigen geistlichen Stifter zur Zeit der Gründung des Simeonsstiftes auf ein vollkommen loses Leben auch in diesem einen Schluß zu ziehen, so wird man ihm hierin nicht beipflichten

40) Tobias Müller, Pfarrer in Longuich, † 1827: „Die Schicksale der Gotteshäuser in und nahe bei Trier seithero der französischen Revolution 1794.“ — Handschrift im Dom (Abschrift in der Stadtbibliothek) zu Trier. — S. 55.

41) Der Todestag ist der 1. Juni, darum wird dieser Monat jedenfalls noch als voll mitzurechnen sein.

42) Vgl. Vita Simeonis in den Acta Sanctorum Jun. I.

43) Hontheim, Prodromus, S. 680.

44) Vgl. die im folgenden angezogene, von Poppo selbst gegebene Zollurkunde.

45) Vgl. Beyer, Urkundenbuch III, Koblenz 1874. S. 60.

46) Vgl. Beyer, Urkundenbuch III, S. 278.

dürfen. Der in geistlichen Dingen strenge und eifrige Poppo wird ganz besonders bei der Neugründung eines Stiftes, das er offenbar zu einem mächtigen und bedeutenden zu erheben beabsichtigte, wie aus seinen reichen Schenkungen hervorgeht, die Gelegenheit wahrgenommen haben, von vornherein strenge kanonische Ordnung und strenges Zusammenleben einzuführen, soweit dies der Lebensweise in den anderen Stiftern nicht zu schroff widersprach; das heißt, Refectorium und wahrscheinlich auch Dormitorium mögen allen Stiftsgenossen gemein gewesen sein. Was die Dormitorialgemeinschaft betrifft, so schließt das getrennte Wohnen, von dem oben gesprochen wurde, ein gemeinsames Schlafen nicht aus, dementsprechend wird im Jahr 1522 in einem Erlaß des Trierischen Hauptmanns Bernhard ein „altes Dormenter" an der Porta Nigra erwähnt; eben dieses Dormitorium ist vielleicht sogar von allen Klosterbaulichkeiten des h. Simeon, wie auch Ladner glaubt, das zuerst angelegte.

Zeit der Gründung.

Was die Zeit der Stiftsgründung anbelangt, so hat es den Anschein, als wenn diese sehr bald nach des Heiligen Tode, vielleicht 1036 oder 1037 stattgefunden hätte. Marx' und Lessers Ansetzung auf 1042 ist auf jeden Fall unrichtig, nicht einmal in der Überlieferung findet sie eine Stütze, denn Brower z. B. läßt zwar Annalen I, S. 520 die Konsekration Simeons am 15. Dezember 1042 vor sich gehen, nimmt aber für die Gründung eine spätere Zeit in Anspruch. Durch Urkunden erfahren wir darüber folgendes. — 1042 schenkt Poppo dem Kollegium den Zoll zu Wasser und zu Lande in Koblenz[47]: „Ego, Poppo.... Trev. Archiep.... notum esse volumus.... in porta, que, apud Gentiles Marti consecrata memoratur ecclesiam edificantes in honore domni nostri Jhesu Christi et matris ejus gloriose et perpetuę uirginis Marię et b. Symeonis qui ibidem requiescens... omniumque sanctorum consecrauimus. et fratribus ad seruiendum deo in eodem loco collectis... theloneum... Confluentiae... donauimus..." 1042 also ist die Kirche im Bau oder bereits fertig, allerdings ist die Originalität der Urkunde nicht unzweifelhaft gesichert. Einen Widerspruch gegen diesen Beleg müssen wir in der Urkunde der Heiligsprechung Simeons erblicken, so wie sie uns überliefert ist[48]: 1042 sei sie durch Papst Benedikt IX. erfolgt. Doch die Unsicherheit des Ausstellungsjahres ist bei dieser Urkunde größer als bei der Zollurkunde; daß Harttung sie früher ansetzen will, ist oben erwähnt, vielleicht kann man annehmen, daß sie bereits 1035 ausgefertigt sei. Von der Gründung des Stiftes dürfen wir auch wohl glauben, daß Poppo mit ihr nicht lange gewartet habe, seine Bitte um schnelle Erledigung der Kanonisierung entstammte möglicherweise hauptsächlich dem Wunsche, seinen Plan recht bald verwirklicht zu sehn. Daß das Kollegium bereits 1041 bestand, ist durch eine Urkunde[49] durchaus gesichert, nach welcher der Erzbischof im Jahre 1041 über einen Teil des Vermächtnisses der Witwe Gerbirch verfügt: „hoc tutum agens his verbis. ut quando illa (nämlich Gerbirch) non esset. Hoinga (d.i. Hönningen am Rhein) s. Symeon haberet..." Und zwar ist diese Urkunde, wie die Fußnote Beyers besagt, „aus dem Original", das das Siegel Poppos trägt.

Zeitpunkt des Kirchenbaues.

Über den Bau der Kirche selbst nimmt Marx[50] an, daß dieser 1042 beendet gewesen sein müsse, weil nämlich in diesem Jahre schon die Koblenzer Zollschenkung stattgefunden hätte, und dieses setze das Bestehen eines Kollegiates voraus, dieses wiederum das Bestehen einer Kirche. Einerseits würde solch ein Schluß vielmehr bereits für das Jahr 1041 aus der Gerbirchschenkung zu ziehen sein, anderseits aber ist es gar nicht nötig, daß die endgültige Vollendung der Kirche dem Einzug der Stiftsgeistlichkeit vorangegangen ist, sondern dieser mag längst vorher stattgefunden haben. Und man braucht nicht bloß zu glauben, daß sie für ihren Gottesdienst die notwendige Kirche vorläufig so weit fertiggestellt habe, daß sie vor dem Altar amtieren konnte, sondern man darf weitergehen, indem man annimmt, sie habe ihre ersten Andachten in der von Poppo schon früh angelegten Grabkapelle vor dem Allerheiligenaltar verrichtet und währenddessen in Ruhe am Bau des zukünftigen Gotteshauses gearbeitet. Belanglos für die Ansetzung des Baujahres ist die Tatsache, daß Papst Leo IX. 1049 in der Pfarrkirche, von deren Anlegung in der Porta Nigra noch geredet werden wird, einen Altar weihte.[51] Ladner leitet hieraus ab, daß die Kirche eben fertiggestellt worden wäre, aber die Weihung des Altars ist jedenfalls als ein Gelegenheitsakt anzusehen, welcher mit dem Fortschritt des Kirchenbaus in keinerlei Zusammenhang steht, denn der Papst war in diesem Jahre in der Gegend anwesend; er weihte den Hauptaltar im Dom in Mainz. Und gerade diese Altarweihe in Mainz mag ein Seitenstück zu unserem Fall sein: der Dom selbst hat seine Weihung 1039 empfangen, und nur eines, vielleicht keines der Jahre 1039 und 1049 ist als das der völligen Vollendung des Dombaues zu erachten. Lesser[52] beweist auf Grund „einer Urkunde in Beyer, Urkundenbuch I, Nr. 318, S. 372" und „Brower, Annalen I, S. 520", daß die Weihe der Kirche 1042 erfolgt sei. Aber die Urkunde bei Beyer ist die, welche die Zollschenkung von Koblenz betrifft, aus der über diesen Punkt gar nichts, eher das Gegenteil der Lesserschen Folgerung (aedificantes) hervorgeht. Und die Seite 520 in den Annalen I, lib. XI von Brower enthält über die Datierung ebenfalls nichts. Es ist sonderbar, wie der einmal entstandene Fehler, Brower berichte Annalen I, S. 520 die Weihung der Kirche im Jahre 1042, nicht allein von Lesser, sondern von allen anderen ebenso bis jetzt treu bewahrt ist. — Auf S. 519, lib. XI (Nr. LXX) wird wie erwähnt jenes Jahr für die Kanonisierung Simeons angegeben. Die Seite 520 (Nr. LXXII) spricht ohne Zeitangabe von der Stiftsgründung und von zwei Briefen des Papstes und Poppos, die sich auf die Kanonisierung Simeons und die Sendung eines Adjutor Sacrorum an den Erzbischof beziehen. Die zweite Seite 520 im selben Band, nämlich

47) Vgl. Beyer, Urkundenbuch I, S. 372 mit Fußnote „aus dem angeblichen Original".

48) Vgl. Beyer, Urkundenbuch I, S. 371. Brief Papst Benedikts an Poppo über die Heiligsprechung Simeons und die Zusendung eines von Poppo erbetenen Adjutors; mit Fußnote: „aus gleichzeitiger Abschrift" und: „o. D.", d. i. „ohne Datum". — Ferner ib. S. 372. Mitteilung des Papstes an den gesamten Klerus, daß Simeon kanonisiert sei; mit Fußnote: „aus dem Balduineo, litterae non sigillatae".

49) Vgl. Beyer, Urkundenbuch I, S. 369, Nr. 315. — W. A. Günther, „Codex diplomaticus Rheno-Mosellanus", Koblenz 1822—25, übernimmt sie (Bd. I, Koblenz 1822) aus Hontheims Historia Treverensis.... Tom. I, pag. 380, und gibt als Jahr nur „104-" an. — Beyer druckt wie gesagt das Original ab.

50) Marx, Geschichte des Erzstifts Trier, S. 92.

51) Es heißt allerdings nur „dedicata", aber die Weihung ist damit auf alle Fälle einbegriffen.

52) Lesser, Erzbischof Poppo von Trier, S. 33.

lib. XXV, Nr. X—XV, handelt vom Jahre 1636, Wallenstein usw. Von einer Weihe der Kirche redet Brower überhaupt nicht, auch nicht im Index chronologicus.

Das Kirchengebäude zu Poppos Zeit.

Wie war nun bei dieser ersten Anlage zu Erzbischof Poppos Zeit die Form der Kirche? Aus der großen Zahl der Schenkungsurkunden, von denen die wesentlichste die der Koblenzer Zollschenkung ist, welche auch von Bischöfen und Kaisern immer wieder bestätigt und erneut wird[53]), geht deutlich hervor, daß es die Absicht des Gründers gewesen ist, seiner Schöpfung Macht und Bedeutung zu sichern, ein Stift zu schaffen, welches unter anderen hervorrage. Wie es sich auch wohl geziemte, da sein Patronus ein Gottesmann war, der seine Heiligsprechung der Frömmigkeit gerade seines Trierer Lebens verdankte, der als der neue Trierer Heilige im Vordergrunde des Interesses aller stand. Wie groß sein Ansehen war, erkennen wir daraus, daß er in Poppos eigener Schwester eine Nachfolgerin fand; Brower berichtet Annalen I, S. 523 (lib. XI, Nr. LXXXVI) nach alten Quellen von ihr: „Sororem habuit Christinam; quae virtutis capta pulchritudine, & fluxa perituri saeculi aspernata gaudia, ad B. Symeonis exemplum inter parietes alicubi sacros inclusa, sibi Christóque sola vixit, quae de perantiqui ab hac aetate fasti: III. Nonis Novemb. obiit Christiana reclusa Treviris soror Popponis ibidem Archipraesulis.“[54]) — Die großartige Verehrung Simeons durch das Trierer Volk muß eben Poppo ein höchst willkommener Anlaß gewesen sein, seinen heißen Wunsch nach der Erweckung und immer weiteren Hebung des geistlichen Lebens in der Erzdiözese zu verwirklichen, und er hat das sich ihm bietende Mittel sofort ergriffen und benutzt. Daß er damit Erfolg gehabt hat, wenigstens insofern, als sein Plan, in dem Simeonsstift ein Institut von großem und weitreichendem äußerem Einfluß und einer erfreulichen Bedeutsamkeit in geistlicher, wissenschaftlicher Richtung ins Leben zu rufen, ihm gelungen ist, das können wir bei Ansehung der Geschichte dieses Stifts von seinen Anfängen bis zu seinem Ende verfolgen; nur zeitweilig, um 1588, bemerken wir einen Notstand, doch er ist von kurzer Dauer, bald behauptet es wieder seinen alten hohen Stand.

Entsprechend solcher Stellung des Stifts wird man annehmen müssen, daß das Kirchengebäude selbst nicht weit hinter den übrigen Kirchen Triers zurückgestanden hat. Poppo hat sicherlich dafür gesorgt, daß das alte Marstor nicht nur in der notdürftigsten Weise zu einem Hause Gottes umgeschaffen wurde. Das haben wir uns zu vergegenwärtigen, bevor wir den Versuch machen, ein Bild von der ersten Form der Simeonsstiftskirche zu gewinnen.

53) Im Jahre 1182 spricht (nach einer Urkunde in A. Goertz, „Mittelrheinische Regesten“, Koblenz 1876, Bd. I) sogar Erzbischof Arnold von Trier das Anathema und Robert Graf von Nassau, Vogt von Koblenz, den Bann aus über jeden ferneren Kläger wider das Kollegium S. Simeonis betreffs des Koblenzer Zolls. Dies wird dem Propst und Kollegium S. Simeonis im selben Jahre von Papst Lucius III. bestätigt.

54) Übersetzung: „er hatte eine Schwester, Christine; welche ergriffen von der Schönheit der Tugend, und in Verachtung der hinfälligen Freuden des seinem Untergange zueilenden Jahrhunderts, nach des seligen Symeon Beispiel irgendwo in geheiligten Mauern eingeschlossen sich und Christo alleine lebte, über die der uralte Kalender aus dieser Zeit: Den 3. November starb die Recluse Christiana in Trier, Schwester Poppos, des Erzbischofs daselbst.“ Ein Jahr ist nicht genannt, aus der Einordnung dieser Mitteilung in Browers Werk aber ist zu schließen, daß die Zeit zwischen 1044 und 1047 in Betracht kommt.

Doppelanlage.

Der Grundriß des Römerbaues verlangte notwendigerweise die Benutzung des Propugnaculums als Mittelschiff und der Verbindungsgänge als Seitenschiffe. Mit daraus erklärt sich die Einrichtung einer Doppelkirche; denn hätte man erstes, zweites und drittes Geschoß zu einem einzigen Kirchenraum verwenden wollen, so hätte sich eine für jene Zeit nicht übliche Emporenkirche ergeben. Es blieb also nur übrig, das Obergeschoß unter Hinzufügung eines Lichtgadens über dem Propugnaculum zur Kirche umzugestalten und von dem Erdgeschoß ganz abzusehen. Den ersten Stock konnte man dann ebenfalls zu einer Kirche benutzen, wie es auch geschah. Auch diese untere Kirche stammt von Poppo, wie die oben besprochene 1049 erfolgte zweite Weihung ihres Altars bezeugt. An dieser Anlage des Kirchenbaues ist nicht zu zweifeln; wenn Krieg v. Hochfelden in seiner Geschichte der Militärarchitektur Deutschlands mitteilt, die Kirche hätte sich nur zum Teil in das Römertor hinein erstreckt, ihre Hauptmasse sich aber an ihre Landseite angelehnt, so rührt dies eben daher, daß ihm eine eingehendere Beschäftigung mit dieser Frage ferner lag.

Patronat.

Wem die beiden Gotteshäuser geweiht waren, erscheint unklar; ganz allgemein wird angenommen, daß die untere unter dem Patronat der Jungfrau Maria und des Erzengels Michael gestanden habe, während Simeon allein Patron der Oberkirche war. Auffallend ist hierbei, daß der sonst hoch wohnende h. Michael seine Verehrung in der niedrigen Unterkirche genossen haben soll. Es ist auch in Schriften, welche aus der Zeit des Bestehens des Stiftes und des Gotteshauses herrühren, nie klar festgelegt, wie die Patronate verteilt waren. Die Angaben Ladners, Marx' usw. können nur auf Grund mündlicher Überlieferung gemacht sein, und trotzdem sie gleich lauten und mit Bestimmtheit aufgestellt werden, wird man ihnen nicht vollen Glauben beimessen können, zumal sie nicht jede für sich entstanden sind, sondern Beziehung zu einander haben. Einen Widerspruch erfahren sie aber von einem Mann, der Kirche und Stift noch kannte, wenn seine Aufzeichnungen auch aus der Zeit nach der Zerstörung herstammen. Tobias Müller[55]) sagt von der unteren Kirche: „Die Patronin derselben ware die heiligste Jungfrau Maria“, und von der oberen: „Ging man nun von der gesagten Fläche links der ersten geraden Stiege die andre sich wickelnde Stiege weiter hinauf“ (in der Richtung, die die Geistlichen auf Merians Bild einschlagen) „so kam man in die Stiftskirche des h. Simeonis. deren eigentliche Titularheiligen, die heiligste Jungfrau (wie in der unteren Kirche[56]) und der heil. Erzengel Michael waren.“[57]) Hierzu stimmt auch folgende Stelle bei Masen, Ann., Tom. II, S. 99 N: „. . . . locum (da Simeon gelebt hatte, nämlich die gesamte Porta Nigra) . . . . veneratus (Poppo) erectâ in honorem D. Michaelis ac Beatissimae Virginis Mariae basilicâ, collegióq; Canonicorum ibidem instituto, nobilitasset“, und derselbe sagt ib. S. 520, das Kollegium B. Symeonis sei „Virgini matri & B. Michaeli dicatum“. Die oben zitierte Zollurkunde von 1042 enthält auch einen Hinweis auf die, zu deren Ehre

55) Siehe Schicksale der Gotteshäuser i. u. n. b. Tr., S. 42 u. 43.

56) Anmerkung Müllers.

57) In diesem Zitat ist die „besagte Fläche“ der „Wasenplatz“ am Kopf der breiten Freitreppe, das sich Wickeln der folgenden Treppe soll gewiß nur ihr Knick sein.

die neue Kirche gebaut wurde — doch wird da nicht zwischen Ober- und Unterkirche geschieden —, es sind Christus, Maria, Simeon und alle Heiligen, von Michael ist nichts gesagt. Daß Christus später nicht mehr in dieser Beziehung zur Kirche angeführt wird, kommt daher, weil dies allgemein nicht üblich ist, und daß Michael nicht genannt ist, muß man dadurch erklären, daß er bereits sein Heiligtum hier besaß, was durch die Bemerkung[58]) des selber dem Kollegium St. Simeonis angehörenden Nic. Hontheim nahegelegt wird, die er zu der Zollurkunde Poppos gibt: „. . . . portam Martis, jam ante Popponis[59]) tempora in temptum S. Michaelis conversam . . . .“ Seine Meinung erleidet auch keinen Angriff von seiten Masens, der im zweiten der „Antiquitatum et Annalium . . . . libri“ bei Erzählung der Altarweihe durch Papst Leo IX. in der unteren Kirche mitteilt: „Basilicae moles, ... à Poppone sancti Michaelis patrocinio dicata.“ Denn man darf das patrocinium nicht für die Unterkirche in Anspruch nehmen, es ist ohne nähere Angabe in Hinsicht auf die gesamte moles erwähnt, und diese braucht ihm durchaus nicht damals zum ersten Male geweiht zu sein, sondern bei der Weihung der zur Ehre Christi, Mariä und Simeons gebauten Kirche diesen und dem hier bereits als Patron fungierenden Michael übergeben worden sein. Marx teilt auch Hontheims Meinung in betreff des Vorhandenseins eines Michaelheiligtums zu Poppos Zeit mit, sagt aber, er habe in der Eberwinischen Vita Stellen gefunden, die seiner Meinung nach damit im Widerspruch stehen. Eberwin nun ist als ein häufiger Gast in der Porta und genauer Kenner der Verhältnisse ein sehr wichtiger Zeuge, wenn aber Marx nun meint, es „scheine“ der Widerspruch zu bestehen, so ist sehr wohl denkbar, daß dieser nur in den Augen Marx' vorhanden ist; bestimmt seiner Meinung zu entgegnen ist nicht möglich, da er keine jener Stellen angibt. Man wird also am ehesten zur Annahme der Müllerschen Meinung über die Patrone der zwei Kirchen neigen, der immerhin der einzige Augenzeuge ist, welcher sich klar äußert. Im übrigen war die Benutzung der Gotteshäuser in der Weise geordnet, daß die obere Kollegiatkirche im engeren Sinne war, die untere Pfarrkirche zur Abhaltung der Gottesdienste für die Angestellten des Stiftes.[60])

Gewölbter Boden der Oberkirche.

Von dieser Doppelanlage des 11. Jahrhunderts sind auf uns nur zwei Gewölbe gekommen, eines oben im Ostturm, eines unten im Westturm, abgesehen von der Einrichtung der Grabstätte Simeons. Die Gewölbe sind im Schnitt Abb. 2 zu sehen, der Baustoff ist unregelmäßiger Bruchstein, und ihre Form gleicht der der Überdeckung des Vorraums zu Simeons Behausung, was beides von vornherein auf ihre Entstehung zur selben Zeit wie jene hindeutet. Heute reichen sie von der Südwand jedes Turmes bis in die Flucht der nördlichen Begrenzung des Propugnaculums, werden aber gewiß ursprünglich sich bis an die Rundung der Türme erstreckt haben, wo sie in der Barockzeit wohl einer größeren Treppenanlage haben Platz machen müssen. Dieser Befund erfährt eine Ergänzung durch ein weiteres Gewölbe, welches Quednow in seinen Kupfern zur „Beschreibung der Altertümer in Trier usw.“, Trier 1820, zeigt.[61]) Es deckt das zweite Geschoß des Propugnaculums, d. i. das untere der mit Fenstern versehenen Geschosse, ist ebenso gewölbt wie die zwei anderen und ist natürlich mit ihnen gleichzeitig. 1822[62]) wurde es auf die Genehmigung des Ministers hin von Quednow, dem ersten preußischen Regierungs- und Baurat in Trier, nach der Zuteilung des Landes an Preußen, 1815, zur Sicherung des Bauzustandes ausgebrochen. Wir haben also eine völlige Wölbung der Unterkirche vor uns, deren Entstehung bereits bei der ersten Erbauung der Kirche wie folgt zu beweisen ist. Im Ostturm hatte Simeon gewohnt, hier lag er begraben, das heilige Leben des gottergebenen Mannes hatte die heidnischen Mauern des alten Turmes geweiht, und so mußte eben dieser Turm als der heilige Raum beibehalten werden, man durfte kein anderes Sanctuarium gründen, ohne gleichsam zu freveln. Dadurch wurde man gezwungen, den Hauptaltar S. Simeonis in der Stiftskirche auch in diesen Ostturm der Porta zu setzen, einer besonders zu bauenden Apsis bedurfte man hierfür nicht. Ferner wurde man zur Anlage einer Steinwölbung in diesem Raume gezwungen, denn der Altar mußte mit dem Grabe des Heiligen in einer Verbindung stehen, welche durch Erde oder Stein herzustellen war. Übernahm man es aber, diesen Raum zu überwölben, so konnte man gegen dieselbe Behandlung des Propugnaculums keine Bedenken haben, namentlich da dieses durch die Stärke seiner Wände ein viel besseres Widerlager bot, wenn man die Außenwand des Turmes auch möglicherweise durch Strebepfeiler abgesteift hat, was sich aber nicht mehr nachweisen läßt, doch unwahrscheinlich ist, da sich sonst gerade an den Ecken diese erhalten haben müßten. Diese vollständige Einwölbung der unteren Kirche, welche also nicht um der Bedeckung willen eben der Unterkirche, sondern hauptsächlich um des Altarraumes der Stiftskirche willen gemacht worden ist, erinnert uns an die Nachbarschaft Frankreichs, des Landes der Tonnengewölbe, wenn auch die Trierer römischen Bauten selbst auf seine romanische Baukunst auch in dieser Beziehung sicher nicht ohne Einfluß gewesen sind.

Gewölbe und Erdschüttung der Pfarrkirche.

Die untere Kirche hat im Westteil wie gesagt ebenfalls ein Gewölbe als Fußboden, im Ostteil sind Spuren eines solchen vorhanden, und es ist klar, daß auch sie in die Zeit Poppos gehören. Der Hauptraum erhielt seinen Boden dadurch, daß hier das ganze darunter liegende Geschoß mit Erdreich gefüllt wurde, welches sich dann durch die Tore hin nach Stadt und Land weitererstreckte, einerseits, wie bei Merian (Abb. 8) zu sehen ist, den Vorplatz vor der Pfarrkirche bildend, anderseits, wie die landseitige Abbildung Lotharys (Abb. 7) zeigt, einen Friedhof für die Stiftsgeistlichen und solche vornehme Laien, die sich das Grab an dieser Stelle erwarben.[63]) Diese Zuschüttung entsprang der Unbequemlichkeit, den Mittelraum praktisch auszunutzen, man bedurfte seiner ja auch nicht; und sie ist wie jene Gewölbe auch als erste Anlage anzusehen, da sonst Spuren eines Gewölbes hier zu

58) Joh. Nic. Hontheim, Hist. Trev. 1750. S. 379.

59) Das Trev. Brevier gibt an, daß Poppo selbst ihr Erbauer gewesen sei, doch auf einen bestimmten Grund kann sich dieses nicht stützen, vielleicht soll damit auch nur gesagt sein, das zur Zeit der Schreibung eben dieser Bemerkung des Breviers vorhandene Michaelsheiligtum sei von Poppo hergestellt, nämlich neugebaut.

60) Nach T. Müller, Marx usw.

61) Eines der beiden heute noch erhaltenen Gewölbe, welches sich oben im Ostturm befindet, teilt Quednow eigentümlicherweise nicht mit, obgleich es auf jeden Fall so alt ist wie die anderen.

62) Vgl. Quednows Abhandlung in der Mosella I, Trier 1823: „Altertümer in Trier usw.“ I. „Die Porta Nigra im Jahre 1822.“

63) Vgl. Marx, „Geschichte des Erzstifts Trier.“

finden sein müßten. Ein Zweifel hieran kann sich auch nicht darauf gründen, daß die Gesta, indem sie sagen, Poppo sei beerdigt worden „in porta civitatis, quae cognomento nigra vocabatur . . . .“, die Kirche noch ein „Stadttor“ nennen. Denn die Bezeichnung „porta civitatis“ [64]) wird noch lange nachher, auch unter dem Zusatz „sancta“, gebraucht. Was sollte auch damals für ein Bedenken gegen eine Verschüttung des Stadttores erhoben worden sein? Die Stadt besaß keine Mauern [65]), so bedurfte sie auch nicht des Tores. Ladners Erklärung für die Notwendigkeit jener Einschüttung, nämlich daß viele bedeutende Männer in der unteren Kirche beerdigt worden seien, wozu man habe Gräber graben müssen, ist verfehlt. Im Hauptschiff dieser unteren Kirche nämlich, wo allein eine Begrabung in den Boden möglich war, beerdigt man nicht in erster Linie, der Chorraum ist hierfür der übliche Platz, und dieser hatte eben ein Steingewölbe zum Fußboden. Aber die Stelle, an der jene Bevorzugten ihre Ruhestätte fanden, ist [66]) auch gar nicht hauptsächlich die Kirche selbst, sondern der für solchen Zweck außerordentlich und viel mehr als sie geeignete Raum, der zwischen der Pfarrkirche und dem ja sehr niedrigen Gewölbe der Heiligengruft und ihres Vorraumes verblieb; sein Eingang von der Stadtseite her ist bei Merian mit „T“ bezeichnet. Doch auch dieser Ort hatte keinen Erdboden, also konnte

Krypta.

64) Der Name „porta civitatis“, der 1185 in dem Koblenzer Zollfreiheitsvertrag erwähnt wird, bezieht sich auf Koblenz. — Beyer, Urkb. II, 1865. S. 114.

65) Vgl. unten bei Randnote „Simeonstor“.

66) Vgl. Marx, „Geschichte des Erzstifts Trier.“

eine Beisetzung nur in Sarkophagen geschehen, was ja auch gerade nichts Unnatürliches ist. Daß diese Krypta sowie das unterste Gewölbe im Westturm mit Erde gefüllt waren, wie Ladner und auch noch Brauweiler u. a. vermuten, ist undenkbar; es spricht hiergegen schon das Unpraktische des Verfahrens, und man hätte dann keine Gewölbe gemacht. Übrigens redet Tobias Müller S. 42 von einem Keller im Erdgeschoß, womit er jedenfalls jenen westlichen Raum meint, der mit den Klostergebäuden in Verbindung gestanden haben muß.

Andere Teile der Anlage.

Zu der Höhe des Fußbodens der Marienkirche sehen wir bei Merian eine breite Treppe hinaufführen. Man hat von dieser gemeint, sie sei nicht ursprünglich, sondern Poppo habe an ihrer Stelle eine Rampe angelegt, doch bereits vom Jahre 1117 meldet Enen in den „Medulla gestorum Trevirorum“: „multis gradibus ascenditur ad eam“ (ecclesiam S. Symeonis), wonach sie als Teil der ersten Anlage betrachtet werden muß. Dasselbe ist von der schmaleren Treppe, die zur Stiftskirche weiter führt, zu sagen. Das Vorhäuschen, das zu diesem Aufstieg gehört und die Tür zur Kirche verdeckt, scheint wohl zu Poppos Zeit angelegt zu sein; die Türöffnung, welche ein erweitertes römisches Fenster ist, hat als einzige Verzierung einen Perlstab von strenger Form. — Der gesamte Anblick, den wir am besten bei Betrachtung des Merianschen Bildes genießen, zeigt uns eine jener eigenartigen Kirchenanlagen, wie wir sie an der ganzen Mosel so häufig finden: auf hoher Werft das Gotteshaus emporragend, mit Treppe und Mauer, oben der Friedhof, dicht an die Kirche gelegt. (Schluß folgt.)

Die beiden Krypten des Domes in Bremen.

(Mit Abbildungen auf Blatt 45 u. 46 im Atlas.)

Der Bremer Dom zählt nicht zu den weit und breit bekannten, oft beschriebenen und viel gepriesenen Werken der mittelalterlichen Baukunst. Schwärme von Besuchern wandeln zu sommerlicher Reisezeit durch seine Hallen, und wenn auch viele nach der Besichtigung der in einer Kapelle zur Schau gestellten Leichname, ohne um sich zu blicken, von dannen ziehen, so widmet doch mancher seine Aufmerksamkeit auch dem ehrwürdigen Bau und seinen Kunstdenkmälern. Bietet doch die Betrachtung des Inneren der wiederhergestellten Kirche, vorzüglich wenn der Sonnenstrahl durch die gemalten Scheiben bricht, hier auf dem Golde der Kapitelle spielt, dort die farbigen Wände streift, viel Belehrung und Genuß.

Die Gründung des Domes reicht in die Zeit, wo Karl der Große den heidnischen Stämmen des Gaues mit dem Schwerte die Annahme des christlichen Bekenntnisses aufzwang. Die kleinen Kirchen der Bischöfe Willehad und Willerich waren untergegangen, als im Jahre 1043 die Mauern des dritten Bremer Domes aufwuchsen. Diesen errichtete Bezelin, wie Adam, der Vorsteher der Bremer Missionsschule, bezeugt, nach dem Muster der Kölner Bischofskirche. Nach Aufzeichnungen bei Gelenius vom Jahre 1645 und einem Kalendarium der Fideikommißbibliothek in Maihingen war dieser Bau eine lange, dreischiffige Basilika mit zwei Krypten, zwei Chören und zwei Türmen über den Vierungen.

Als Adalbert (1045 bis 1072) den Stuhl der Erzbischöfe bestig, standen von dem neuen Bremer Dom die Pfeiler mit den Bogen. Er förderte das Werk vorzüglich im Westen, vollendete es aber im übrigen nur notdürftig. Sein Nachfolger Liemar (1072 bis 1101) erbaute, wahrscheinlich im letzten Jahrzehnt seines Lebens, die noch vorhandene schöne große Ostkrypta und den Chor.

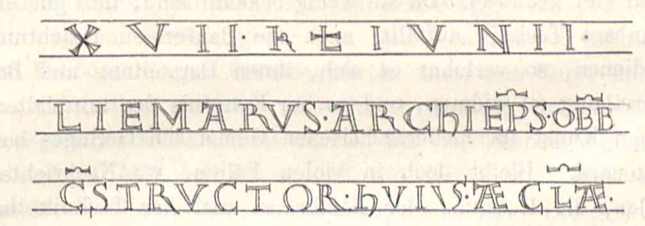


Abb. 1. Inschrift der Bleitafel aus dem Grabe des Erzbischofs Liemar. † 1101.

Wird nun auch Liemars Bautätigkeit von Adam nicht ausdrücklich bezeugt, so wissen wir doch aus anderen Quellen, daß er am Dom gebaut hat. Zwei Urkunden, die eine vom Jahre 1091 und eine andere, etwas jüngere, sprechen von Kalk, der im Walde bei Asbike für den Dom bereitet wurde. Im Jahre 1895 deckte man Liemars gemauertes Grab unmittelbar an der Mauer seiner Krypta auf. Bei dem wohlerhaltenen Skelett fand sich eine Bleitafel (Text-Abb. 1) mit einer Inschrift, die den Erzbischof als „Erbauer dieser Kirche“ bezeichnet.

Die vollendete Kirche war eine flach gedeckte dreischiffige Pfeilerbasilika mit einem östlichen Querschiff, zwei gerade geschlossenen Chören, zwei Krypten und wahrscheinlich zwei niedrigen Türmen im Westen (Text-Abb. 3).

Wann mit der Front Adalberts die erste westliche Krypta bis auf geringe Reste unterging, wird nicht berichtet. Gewiß ist aber, daß um das Jahr 1145 die zweite Westkrypta begonnen ward. Wohl wurden bald nach ihrer Vollendung in unmittelbarer Nähe Bauarbeiten vorgenommen, bei denen sie gewiß im Wege stand; den geweihten Raum aber schonte man, soweit angängig, und diesem Umstande verdanken wir es, daß ein großer Teil der Krypta in guter baulicher Erhaltung auf uns gekommen ist.

Die dem Feuer und anderen Gewalten weniger als oberirdische Mauern ausgesetzten Krypten deutscher Kirchen übermitteln uns die Kenntnis der Formensprache und Technik früher Jahrhunderte, sie sind daher von hohem Werte für die Geschichte der Baukunst, am meisten, wenn sie nicht von Grund aus wiederhergestellt, neu geputzt, bemalt oder gar zur Aufstellung von Heizkesseln „nutzbar" gemacht, das heißt, der Verwahrlosung und der Beraubung preisgegeben werden. Zu den von Schicksalsschlägen nicht, von Menschenhand in den auf unsere Tage gekommenen Teilen nur wenig berührten, das Ursprüngliche daher treu überliefernden Krypten gehören auch die des Bremer Domes, deren Erbauungszeit genau zu bestimmen wir in der glücklichen Lage sind.

Beide Oratorien wurden nach der Einführung der Reformation ihrer Bestimmung entzogen. Die Ostkrypta mußte zur Aufbewahrung von Blei für die Domdächer und von Leichen dienen, deren Bestattung aus irgend einem Grunde verschoben wurde. Dann lagerten hier, wie in der Westkrypta, bis in die neueste Zeit Tabak- und Weinfässer. Daß beide Bauteile bei einer solchen Entwürdigung fast der Vergessenheit anheimfielen und Beschädigungen erlitten, ist nicht verwunderlich. Franz Kugler konnte bei einem Besuche in Bremen nur in die Ostkrypta einen Blick tun, und H. A. Müller beklagt in seinem Buche über den Bremer Dom in beweglichen Worten die Entwürdigung der ehemals dem Gottesdienst geweihten Räume.

Die Krypten sind ausgeräumt, gereinigt und wiederhergestellt, aber an ihrem baulichen Bestande wurde hierbei nicht viel geändert. Da sie wenig bekannt sind, ihre gut erkennbare Technik auffällt, auch die Bauformen Beachtung verdienen, so verlohnt es sich, ihnen Darstellung und Beschreibung zu widmen, und so zur Kenntnis der mittelalterlichen Kunst im niedersächsischen Gebiet ein Geringes beizusteuern. Bleibt doch in vielen Fällen, wo Nachrichten fehlen, die Kenntnis der Bauformen und der Technik das einzige Rüstzeug, wenn es gilt, die Zeit der Herstellung unserer Baudenkmäler zu bestimmen.

Die Ostkrypta.

Die Ostkrypta (Abb. 4 bis 6 Bl. 45) liegt unter dem gerade geschlossenen Ostchor und einem Teile der Vierung. Sie ist etwa 22,80 m lang und 10,70 m breit, ihre Höhe vom Fußboden bis zum Scheitel des höchsten Gewölbes beträgt 4,45 m. Den langgestreckten dreischiffigen Raum überdecken achtzehn Kreuzgewölbe von annähernd geviertförmigem Grundriß. Zwei Reihen von freistehenden Säulen teilen die gleich breiten Schiffe. Von diesen Säulen gehen zur Scheidung der Gewölbe im Halbkreise geführte, rechteckig profilierte Gurtbogen zu den Wänden, wo sie auf eingebundenen Halbsäulen und, in den Ecken des Raumes, auf Viertelsäulen ruhen. Schildbogen ebenfalls rechteckigen Querschnitts liegen an den Wänden. In der Mitte beider Längsseiten springen starke Mauerpfeiler in den Raum, die Unterbauten der östlichen Vierungspfeiler. Licht erhielt die Krypta früher durch drei Fenster im Osten und je drei Fenster in den freiliegenden Teilen der Seitenwände. Die seitlichen Öffnungen wurden im vierzehnten Jahrhundert geschlossen, und von den Ostfenstern hat nur das mittelste seine ursprüngliche Form bewahrt, die beiden anderen verschwanden, als die Krypta niederen Frondienst leisten mußte. Zunächst hatte der Raum, dessen Fußboden etwa 2,90 m unter dem der Kreuzflügel liegt, zwei Eingänge in der Westwand. Nach deren Vermauerung wurde ein Zugang vom nördlichen Kreuzflügel geschaffen, den man aber im Jahre 1823 wieder schloß, so daß die Verbindung mit der Kirche nun ganz aufhörte.

Das Innere der Umfassungsmauern besteht aus einem regellosen, aber dichten Füllwerk von Sandstein-Bruchsteinen, kleinen zerschlagenen Granitfindlingen, Feuersteinen und vorzüglich erhärtetem Kalkmörtel, außen liegen geschichtete Bruchsteine von 8 bis 24 cm Höhe (Text-Abb. 2). Die Innenflächen sind mit feinem Kalkmörtel dünn überzogen. Geputzt waren auch die Außenflächen der in die Vierungen ragenden Mauern, ungeputzt dagegen blieben die im Freien liegenden Flächen. Die erwähnten Unterbauten der Vierungspfeiler sind mit stärkeren Sandsteinquadern verblendet. Zwei Fenster, je eins im Süden und im Norden, haben Kreisform, die übrigen sind länglich mit rundbogigem Schluß.

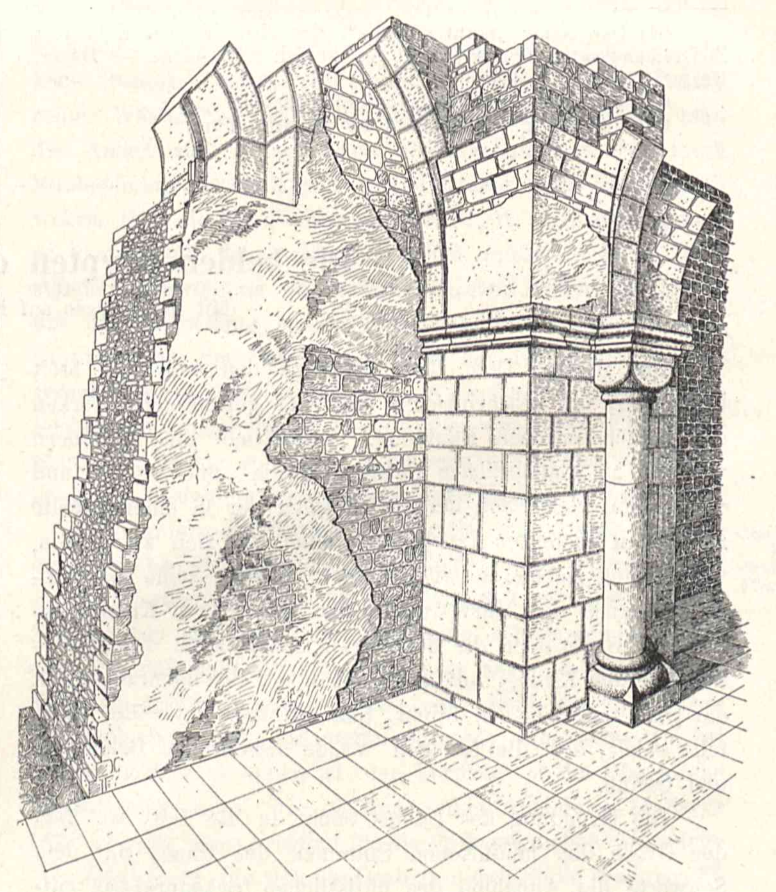


Abb. 2. Pfeiler in der Mitte der Südseite der Ostkrypta.
Schnitt mit Darstellung der Ausführung.

An den unverputzten Bausteinen, an Quadern, Säulen, Gurt- und Schildbogen und an den Fensterumrahmungen, überall bemerken wir eine außerordentlich wirksame, sorgfältige Bearbeitung der Oberflächen. Die Quadern haben mit dem Schlageisen hergestellte, etwa 2 cm breite, scharfe Randschläge, der Spiegel ist mit der „Fläche“ behauen, einem jetzt noch von Steinmetzen benutzten Werkzeuge. Diese wirkungsvolle, in künstlerischer Beziehung der Bearbeitung mit dem später aufgekommenen Scharriereisen weit überlegene, sorgfältige Oberflächenbehandlung, ein altes, römisch-fränkisches Erbteil, bemerkt man an einer großen Zahl von mittelalterlichen Bauwerken. Bei der Wiederherstellung des Bremer Domes wurde sie auch an den von Bezelin erbauten Pfeilern des Mittelschiffes festgestellt, an den Resten der ehemals mit Säulen besetzten halbrunden Apsis im südlichen Kreuzflügel und den ältesten Teilen des Querschiffes und des Chores. Gut ist sie zu beobachten, um nur einige Bauwerke zu nennen, an den großen rheinischen Domen, der Stiftskirche in Hersfeld, auch in der Nähe von Bremen an den alten Teilen der Stiftskirche in Bücken und in der spätromanischen Vorhalle des Domes in Goslar.

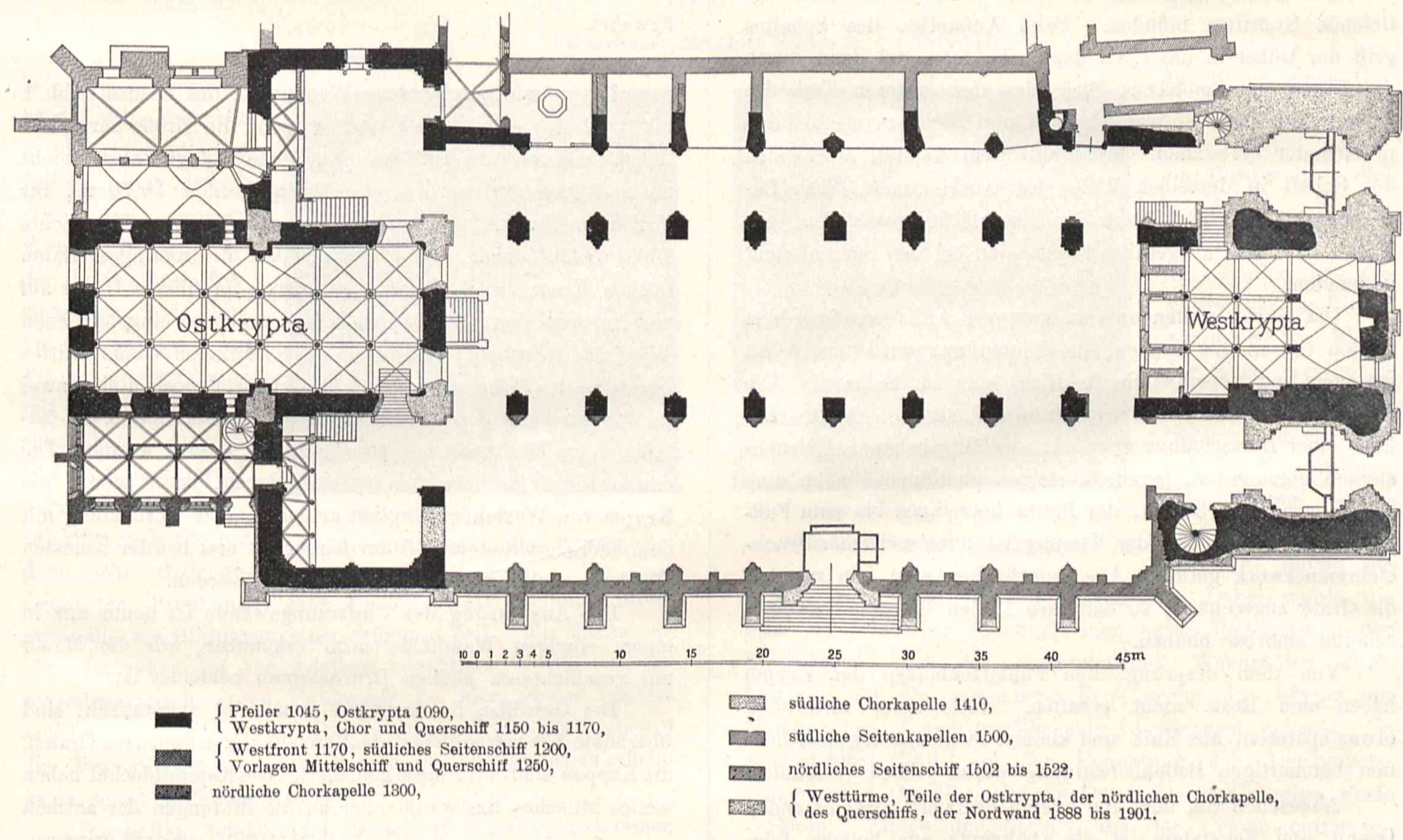


Abb. 3. Dom in Bremen nach der Wiederherstellung in den Jahren 1888 bis 1901.

Grundriß in der Höhe von etwa 1,50 m über dem Kirchenfußboden.

Besondere Beachtung verdient in der Ostkrypta die Behandlung der Säulen (Abb. 7 bis 13 Bl. 46). Bei den Kapitellen sind die Ebenen mit Randschlag versehen und stets geflächt, zuweilen vorher noch mit dem Spitzeisen gekörnt. Mit einem kleinen Spitzeisen eingehauene feine Linien beleben die figürlichen Darstellungen. Die Hintergründe und Halsglieder zeigen feine Körnung, die Schafte sind mit der Fläche behauen, an den Basen wechseln gekörnte Wulste mit geflächten Kehlen. Nirgend eine tote, mit dem Beizeisen überarbeitete glatte Ebene oder Form, überall Leben und Wechsel. Zu bewundern ist, daß diese zierliche Behandlung bis heute deutlich sichtbar geblieben ist.

Die Quaderfugen sind durchaus gleichmäßig, meist nicht viel mehr als einen Millimeter stark. Der feine Kalkbrei, dem Sand anscheinend nicht beigemischt ist, scheint mit einem Pinsel auf die sorgfältig geebneten Fugenflächen aufgetragen zu sein.

Die Basen der freistehenden Säulen ruhten nicht auf ordentlichem Mauerwerk, sondern auf in Sand verlegten niedrigen Pflastersteinen. Die Säulen haben steile attische Basen, aus einem Stück gehauene verjüngte Schäfte und Würfelkapitelle mit Halsglied und Deckplatte. Entsprechend dem Höhenunterschiede der von ihnen getragenen Gewölbe und Fußböden liegen die Deckplatten unter dem Chore höher als unter der Vierung. Sie haben steiles, umgekehrtes Basisprofil; eine Ausnahme machen die vier östlichsten Säulen (Abb. 5 Bl. 45), bei ihnen sind die Deckel mit dem bekannten Zahnschnittfries und Flechtwerk geziert. Die Schilde sind im allgemeinen glatt gehalten, mit Randschlägen an den begrenzenden Linien. An einer freistehenden Säule bemerkt man auf dem Schilde ein flach eingehauenes Kreuz, an einer anderen wagerechte Streifung mit verschieden behandelten, glatten und rauhen Bändern, an einer Wandsäule Flechtwerk in geometrischen Mustern. Die Kapitelle der beiden östlichsten Säulen (Text-Abb. 5 bis 7 und Abb. 11 u. 12 Bl. 45) dagegen zeichnen sich durch reiche Formen aus, in der Mitte acht- und zehnblätterige Blumen, umgeben von Voluten, flachen Trauben, gedrehten Wulsten, Tauen. Auch Löwe und Drache, Vogel und Schlange sind dargestellt. Auf einem

jetzt ausgewechselten Säulenschafte befindet sich eine eingeritzte Zeichnung; an einem andern bemerkt man die bekannten, durch Schleifen mit Steinen hervorgerufenen Rillen. Nur ein Teil der Basen der Wandsäulen ist mit Eckkrallen versehen. Diese haben die Gestalt einer Raubtierkralle oder eines nach unten gekrümmten kräftigen Dornes.

Bei der Erneuerung eines Säulenschaftes konnte auch die sinnreiche Verbindung des Schaftes mit der Basis (Abb. 13 Bl. 46) festgestellt werden. In den Schaft der Säule wurde ein etwa 12 cm langer Eisendübel quadratischen Querschnittes durch Vergießen mit Blei fest eingesetzt, und in den Basisstein ein Loch von etwa 2 cm Geviertseite eingehauen, in das zwei flache, nach der Mitte der Basis jedoch sich vertiefende Gußrillen münden. Beim Aufstellen des Schaftes griff der Dübel in das Loch der Basis, man goß dann durch die Rillen geschmolzenes Blei, das den unteren Teil des Dübels umhüllte. So waren Schaft und Basis unverschieblich miteinander verbunden. Auch mit dem Kapitell zeigte sich der Schaft in derselben Weise fest verklammert. Die Berührungsflächen der Steine sind sorgfältig geschliffen, mit Mörtel oder Blei ausgefüllte Fugen sind bei den Säulen nicht vorhanden.

Die Gurte greifen an den knappen Auflagern über den Säulen tief in die Kappen, die Einbindung wird nach oben geringer und verschwindet endlich ganz im Scheitel. Die Kreuzgewölbe haben scharfe Grate und sind überhöht. Die über einer Holzschalung ganz aus sorgfältig behauenen Bruchsteinen gemauerten, gerade ansteigenden Kappen haben eine Stärke von etwa 30 cm, der Raum über ihnen bis zum Fußboden des Chores und der Vierung ist mit regellosem Bruchsteinmauerwerk gefüllt. Die Unterflächen sind fein geputzt, die Grate angeschärft, so daß ihre Linien bis zum Gewölbescheitel sichtbar bleiben.

Von dem ursprünglichen Fußbodenbelage der Krypta haben sich Reste nicht erhalten. Teile einer vermutlich etwas späteren, aus Kalk und kleinen Ziegelstücken bestehenden betonartigen Bodenbefestigung waren jedoch vorhanden.

Abgesehen von dem im inneren Füllwerk vorkommenden Granit und Feuerstein ist die Ostkrypta aus hellem, feinkörnigem Sandstein aus der Rehburger Gegend erbaut.

Schwere Schäden hat die sorglose Ausführung der Grundmauern unter den freistehenden Säulen der Krypta im Gefolge gehabt. Die losen Pflastersteine drückten sich unter der schweren Last in den Boden, einige Säulenschäfte platzten, und in den Gewölben bildeten sich breite Risse. Während der Benutzung der Krypta als Lagerraum wurden viele Bauteile beschädigt, und die Mauern überzogen sich mit einer zähen schwarzen Kruste. Der schöne, große Raum befand sich in einem traurigen Zustande der Verwahrlosung, als bei der jüngsten Wiederherstellung der Kirche beschlossen wurde, auch in den Krypten die Schäden zu heilen. Die Instandsetzung in den Jahren 1895 und 1900 hat den baulichen Bestand der Ostkrypta wenig berührt. Zunächst erhielt sie einen neuen Zugang vom nördlichen Kreuzflügel mit Steintreppe, an der Stelle des 1823 geschlossenen Einganges. Dann wurden in ihrem westlichen Teil Fenster angelegt, um Licht vom Inneren der Kirche zuzuführen, und die in der Vierung sichtbaren Mauerflächen mit Quadern bekleidet. Im Innern wurden die Gewölbe durch Vergießen und Vermauern der Spalten gefestigt, die freistehenden Säulen gut untermauert, einige unnütze Stützpfeiler, Einbauten des dreizehnten Jahrhunderts, abgebrochen, und neue Fußbodenplatten gelegt. Zuletzt sind im westlichen Teil vier plumpe Steinpfeiler unter alten Kapitellen entfernt und durch neue Basen und Säulenschäfte ersetzt worden.

So ist die Krypta, von dem Staube der Jahrhunderte geschwärzt, in ihrem baulichen Bestande noch wohl erhalten, an ihren Gliedern jedoch hier und da verletzt, auf uns gekommen. Sie lehrt uns, wie man in Bremen baute, als Liemar auf dem Stuhl der Erzbischöfe saß. Gegenwärtig werden in dem Raum viele aus der Kirche entfernte Gegenstände oder bei ihrer Wiederherstellung gefundene Baustücke bewahrt.

Die Westkrypta.

Die gerade geschlossene Westkrypta des Domes (Abb. 1 bis 3 Bl. 45) erreicht bei weitem nicht die Größe ihrer östlichen Schwester. Ihre ursprüngliche Länge kann nicht mehr festgestellt werden, die Breite beträgt 10,70 m, ihr Fußboden liegt 2,10 m unter dem der Kirche. Die lichte Höhe beläuft sich auf 4,55 m. Den dreischiffigen Raum decken Kreuzgewölbe, deren rechteckig profilierte Gurte auf vier freistehenden und auf zum Teil vermauerten eingebundenen Wandsäulen ruhen. Schildbogen rechteckigen Querschnittes liegen an den Wänden. Von den neun Gewölbejochen sind zwei im Westen beim Bau der Türme eingeschränkt und zwei östliche einige Jahrhunderte später fast ganz zerstört worden. Die ersten Eingänge haben im Osten gelegen, dann wurde die Krypta von Westen zugänglich gemacht, eine Verbindung mit dem südlichen Seitenschiff der Kirche ist erst bei der neuesten Wiederherstellung der Kirche angelegt worden.

Die Ausführung der Umfassungswände ist heute nur in einem einzigen Wandfelde noch erkennbar, wo die Mauer mit geschichteten kleinen Bruchsteinen bekleidet ist.

Die Gewölbe, im Grundriß annähernd quadratisch, sind überhöhte Kreuzgewölbe mit halbkreisförmigen, scharfen Graten, die Kappen sind mit Busen gemauert. Die Kapitelldeckel haben steiles attisches Basisprofil oder an die Bildungen der antiken Kunst erinnerndes Palmettenornament (Text-Abb. 8 u. 9 und Abb. 1 und 2 Bl. 46). Die Säulenschäfte sind stark, wenig verjüngt, auf einem ist die Figur eines Löwen eingegraben (Text-Abb. 4).



Abb. 4. Von dem Schafte einer Säule in der Westkrypta.

Die schönen Kapitelle ähneln einigen im zwölften Jahrhundert angefertigten Kapitellen in der Michaeliskirche und in der Godehardikirche in Hildesheim sowie in der alten Wunstorfer Kirche. Bei mehreren entwickeln sich aus Blattkränzen, nach dem Vorbilde des korinthischen Kapitells, aufgerollte Ranken; bei anderen sind durchflochtene Seile mit Aufrollungen an den Ecken auf den Kapitellkörper gelegt. Eine der freistehenden Säulen muß sich mit einer umgekehrten Basis



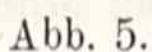


Abb. 5.

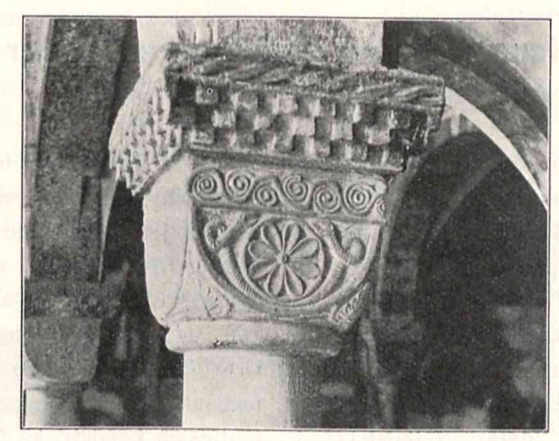


Abb. 6.

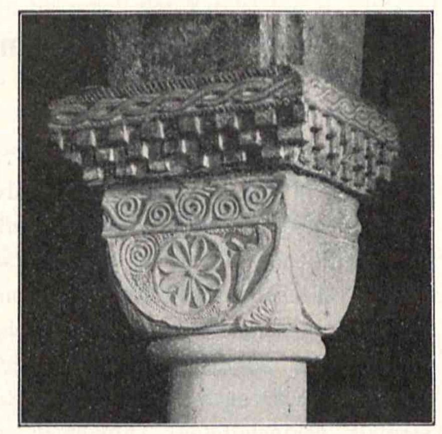


Abb. 7.

Abb. 5 bis 7. Freistehende östlichste Säulen in der Ostkrypta.

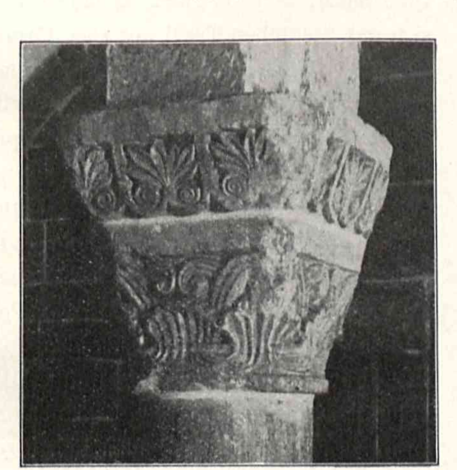


Abb. 8.
Freistehende Säule in der Westkrypta.

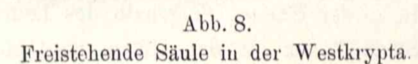




Abb. 9.
Wandsäule in der Westkrypta.

behelfen. Die Basen haben die Eckkralle in der gewöhnlichen frühen, hier jedoch etwas schwächlichen Form. Sie fehlt an der Basis einer freistehenden Säule, hier hat man auf den freien Flächen an der Plinthe mit dem Wulst verschmolzene niedrige Stäbe stehen lassen. Von den Basen kennzeichnen sich die mit dem sehr steil gezeichneten Profil und ganz rohen unentwickelten Krallen zweifellos als Bildungen einer früheren Zeit. Wir dürfen sie ohne Bedenken der von Adalbert errichteten Westkrypta zuschreiben, nach deren Untergang sie hier wieder benutzt wurden. Bei ihnen vermissen wir ganz die Sorgfalt, die bei den Werkstücken aus der Wende des Jahrhunderts einem jeden sofort auffallen muß.

Die hellen, feinkörnigen Sandsteine der Krypta stammen aus der Rehburger Gegend oder vom Deister. Die etwa 30 cm starken Gewölbekappen sind, vermutlich über einer Holzschalung mit Erdauftrag für die busigen Kappen, aus Bruchsteinen, rheinischem Tuff und einem sehr leichten, porösen Kalktuff gemauert, der einzelne Quarzsandkörner und Schneckenschalen führt.

Auch in dieser Krypta läßt die Bearbeitung und das Versetzen der Werkstücke große Sorgfalt erkennen. Die Behandlung der Steine mit Schlageisen und Fläche, die Herstellung der Basen, Kapitelle und Kapitelldeckel steht jedoch hinter der bei der Schilderung der Ostkrypta gekennzeichneten Bearbeitung weit zurück.

Die Krypta hat, wie ein Blick auf den Grundriß lehrt, im Verlaufe der Zeit starke Einschränkungen erlitten. In der Mitte des zwölften Jahrhunderts schoben sich die Fundamente der neuen Westtürme in den Raum, große, mit Bruchsteinen und Portasandsteinquadern bekleidete Mauerklötze. In der nördlichen Mauer liegt eine rundbogig geschlossene, von zwei Säulen mit Blattkapitellen eingerahmte Nische, über der sich die Reste eines Gesimses befinden. An dieser Mauer beweist ein Basisgesims, daß bei der Grundlegung der Türme beabsichtigt worden ist, die Westmauer der Kirche genau in der Ebene der alten westlichen Abschlußwand zu errichten. Als man sich jedoch entschloß, diese neue Mauer weiter nach Westen vorzuschieben, mußte die Krypta eine neue Westwand erhalten. Dabei wurde die bisherige westliche Abschlußmauer unter Beibehaltung der Schildbogen und der eingebundenen Wandsäulen abgebrochen und die gewonnene Erweiterung der Krypta mit einem rohen Tonnengewölbe mit Stichkappen gedeckt. In spätgotischer Zeit, bei der Errichtung der Orgelempore, gingen zwei Gewölbejoche im Osten bis auf wenige Reste verloren. Einige der damals aus der Krypta entfernten Kapitelle von Halbsäulen werden jetzt in der Bleikammer des Domes aufbewahrt.

Der besseren Gründung der Säulen sind wir wohl berechtigt in erster Linie die gute Erhaltung der Gewölbe zuzuschreiben. Allerdings wurde an Kapitellen und Gesimsen viel zerschlagen, als auch hier Fässer lagerten.

Bei der Instandsetzung der Krypta handelte es sich zunächst um die Beseitigung geringer baulicher Schäden. Dann erhielt der Raum zwei neue Fenster und südlich den erwähnten Zugang mit Treppe. Im übrigen beschränkte man sich auf die Reinigung der Wände, die Ausbesserung des Gewölbeputzes und die Herstellung eines neuen Plattenfußbodens. Zu derselben Zeit ist das in den Raum vorspringende Fundament des Südturmes neu erbaut und mit Portaquadern verblendet worden.

Der gut erleuchtete Raum, der sich besser als die Ostkrypta zur Aufbewahrung alter Baustücke aus der Kirche eignen würde, wird gegenwärtig nicht benutzt.

E. Ehrhardt.

Die Altäre in S. Emiliano in Trevi und ihr Verfertiger Rocco da Vicenza.

(Mit Abbildungen auf Blatt 47 bis 49 im Atlas.)

In den Jahren 1872 und 1873 veröffentlichte Paul Laspeyres in der Zeitschrift für Bauwesen eine Reihe von Aufsätzen über die Renaissance-Baudenkmäler Umbriens. Seine ausgesprochene Vorliebe für die Kunstschöpfungen der italienischen Frührenaissance bewog ihn, jene Provinz zum bevorzugten Gegenstande seiner baugeschichtlichen Studien zu wählen. Ist sie doch besonders reich an noch wenig gekannten Kunstschätzen aus jener Zeit. Die mit peinlichster Sorgfalt veranstalteten Aufnahmen und deren vollendete Wiedergabe, mit der Laspeyres jene Veröffentlichungen begleitete, beschränken sich demgemäß nur auf Werke, die dem Ende des 15. und Anfang des 16. Jahrhunderts entstammen. Die übrigen Baudenkmäler wurden nur im Text kurz aufgezählt und beschrieben, und gleichzeitig in fesselnder Darstellung ein Gesamtbild der einzelnen Städte und Landschaften gegeben.

Die Absicht, den Leser so nach und nach durch sämtliche Städte der Provinz zu führen, wurde leider durch das Geschick vereitelt. Im Herbst 1873 konnte Laspeyres zum letzten Male in Umbrien weilen und eigenhändige Aufnahmezeichnungen für das ihm lieb gewordene Werk machen. Ich war damals als Bauführer unter ihm tätig und auf jener Reise sein Begleiter. Tägliche Fieberanfälle zwangen ihn, die Arbeit auf einige Morgenstunden zu beschränken und mir einen großen Teil der Aufnahmen zu überlassen. Von Gubbio, um dessen Baudenkmäler es sich damals fast ausschließlich gehandelt hatte, kehrte Laspeyres nach Rom zurück, um den Beginn der Bauarbeiten am archäologischen Institut zu überwachen, mir aber übertrug er die Weiterarbeit in Umbrien, insbesondere die Aufmessung und genaue Zeichnung dreier zusammenhängenden Wandaltäre in Trevi. Seinen baugeschichtlichen Arbeiten und Forschungen setzte zunächst der Institutsneubau, dann ein langjähriges Krankenlager ein Ziel. Nur unsere gemeinsamen Aufnahmen aus Gubbio hat Laspeyres während der kurzen Pausen, in denen die Krankheit ein Arbeiten erlaubte, für den Stich zeichnen und im Jahre 1881/82 veröffentlichen können. Nach seinem bald darauf erfolgten Tode erhielt ich durch die Freundlichkeit der Erben die sämtlichen von mir gefertigten Zeichnungen der Altäre in Trevi zugestellt. Ich empfand es stets wie eine Ehrenpflicht gegen das Andenken Laspeyres, das mir anvertraute Gut, so wie er es gewollt hatte, der Öffentlichkeit zu übergeben. Eine sehr angestrengte Tätigkeit hat dies aber bisher nicht erlaubt, da es mir an Zeit fehlte, die auf zahlreichen Blättern verstreuten Einzelheiten des großen Werkes in schicklicher Weise zeichnerisch zusammenzustellen. Wenn ich jetzt den Rest des Stoffes, den Laspeyres bei Lebzeiten zur Veröffentlichung bestimmt hatte, bekannt gebe, so bedaure ich, es nicht in der Weise tun zu können, wie er es beabsichtigt hatte. Es fehlte mir jede Gelegenheit und Zeit, um zu einer gleichzeitigen Beschreibung auch der andern wichtigsten Kunstwerke der Stadt den nötigen Stoff zu sammeln, und eine so eingehende und umfassende Darstellung des Ortes dem Leser vorzuführen, wie Laspeyres dies bei den andern umbrischen Städten zu tun pflegte.

Der Reisende, der von Florenz nach Rom in seiner Sehnsucht nach der ewigen Stadt den kürzesten Weg wählt, benutzt jetzt meist die Linie über Terontola, Orvieto, Orte. Vor der Eröffnung dieser Strecke führte die einzige Bahnverbindung über Foligno, wo die Bahn von Ancona sich anschließt. Die jetzt seltener befahrene Linie Terontola — Foligno — Orte durchkreuzt die umbrische Landschaft und berührt namentlich von Foligno an einen der fruchtbarsten und anmutigsten Landstriche Mittelitaliens. Links eröffnet sich der Einblick in die Vorberge der Appeninen mit ihren Hügeln und Quertälern, und als ganz besonders überraschendes Bild zeigt sich das Städtchen Trevi auf kegelförmig spitzem Hügel (Text-Abb. 1). Gleich einem weißen Strome, der von der Spitze des Kegels nach den Seiten hinabgeflossen und erstarrt ist, liegen die weißen Häuser in das stumpfe Graugrün der Olivenwälder eingebettet und scharen sich um den schlichten Turm der auf dem Gipfel des Hügels erbauten Hauptkirche S. Emiliano. — Von den höchstliegenden Punkten der Stadt genießt das Auge eine herrliche Fernsicht über die umbrische Tiefebene bis zu den Höhen von Perugia und Assisi. Zu Füßen des Hügels dehnt sich das Tal des Clitumnus, reich an Korn, Öl und Wein, denn überall zwischen den reichen Feldern stehen vereinzelte Ulmenbäumchen, die den starken an ihnen sich emporrankenden Reben zur Stütze dienen müssen. In dieser Ebene, unterhalb des heutigen Ortes, lag die alte Stadt Trebis, an den Ufern des Clitumnus, der im Altertum ein schiffbarer Strom war und die Schiffe der trebitanischen Kaufleute mit den reichen Erzeugnissen des Landes dem Tiber und damit dem Welthandel der damaligen Zeit zuführte. Der Strom genoß göttliche Ehren, wie erhaltene Tempelreste erkennen lassen. Virgil, Properz, Silius und besonders der jüngere Plinius sind begeisterte Lobredner des Flusses. Sie priesen die Schönheit seiner Quellen, den Reichtum, die Frische und Klarheit seines Wassers, dem nebst heilkräftiger Wirkung noch besonders die Eigenschaft zugeschrieben wurde, den mit ihm getränkten Viehherden schneeweiße Farbe zu verleihen. Schwere Erdbeben, die in der Mitte des 5. Jahrhunderts das südliche Europa sechs Monate hindurch heimsuchten, hatten das fast gänzliche Versiegen der Quellen zur Folge, so daß nur ein unscheinbares Flüßchen an Stelle des einst so stolzen Stromes zurückgeblieben ist. Nachdem bald darauf beim Einfall der Heruler unter Odoaker die Stadt völlig zerstört wurde, zogen die Bewohner es vor, sich auf dem Berge, der leichter befestigt und verteidigt werden konnte, eine neue Heimstätte zu gründen. Die alten zum Teil noch wohl erhaltenen Ringmauern und die erste Stadtkirche werden wahrscheinlich aus der Zeit um 500 n. Chr. stammen und unter der Regierung des Theodorich erbaut sein.[1]) Die ausgezeichnete Arbeit, die an den Stadtmauern wie an den erhaltenen Teilen der Kirche zu erkennen ist, läßt den Schluß gerechtfertigt erscheinen, daß die Architekten und Werkmeister, die Theodorich zum Bau seiner Burg im dicht benachbarten Spoleto kommen

1) Nach Bragazzi, La rosa dell' Umbria.

ließ, auch bei Errichtung dieser Trevitaner Bauten mitgewirkt haben. Von der ersten Stadtkirche ist nur der östliche Abschluß mit drei Apsiden erhalten; der übrige Teil wurde bei einem Erweiterungsbau (1465 bis 1480) niedergelegt. Es ist nicht unwahrscheinlich, daß schon vor der Erbauung der alten Kirche und vor Verlegung der Stadt sich ein christliches Gotteshaus auf der Spitze des Waldhügels befunden hat, und zwar an der Stelle eines Diana-Tempels. Zwei große korinthische Kapitelle, die sich noch heute vor

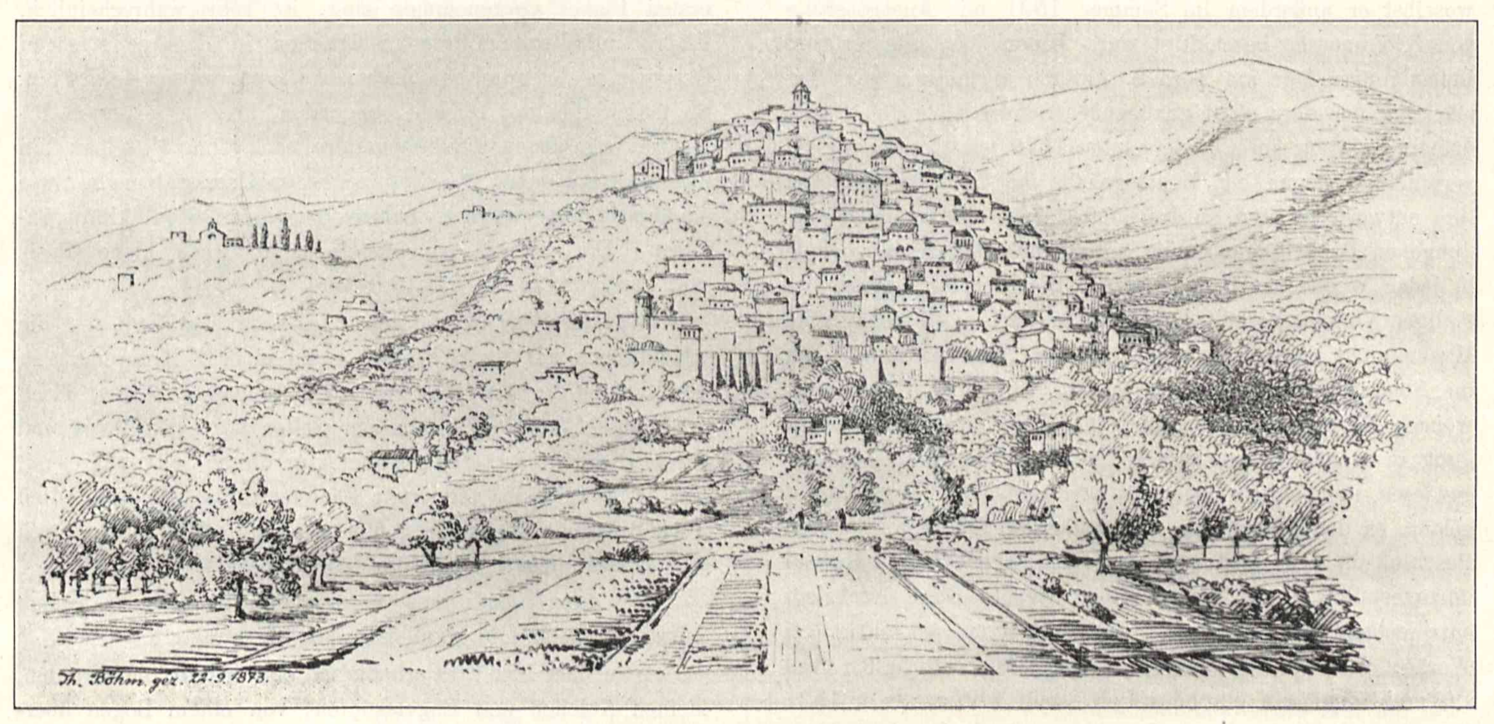


Abb. 1. Trevi in Umbrien.

der Kirche befinden, Säulentrümmer und Skulpturenreste, die in die Apsismauern verarbeitet sind, besonders ein neben dem jetzigen Hauptportal eingemauerter Stein mit altrömischer Inschrift deuten auf ein früheres Vorhandensein von Bauten aus der Römerzeit an jener Stelle hin. Nach der Überlieferung soll der Bischof von Foligno, S. Felicianus, im Jahre 199 nach Trevi kommend, die Einwohner durch die Macht seiner Predigt so entflammt haben, daß sie den Glauben an die Göttin Diana abschworen und selbst den Tempel zerstörten, um der heiligen Dreieinigkeit eine Kultusstätte zu errichten. Nach dem Erdbeben würde dann derjenige Bau errichtet sein, dessen drei Apsiden noch jetzt stehen, und der zuerst auch der heiligen Dreieinigkeit, später dem S. Emilianus geweiht wurde. Die Legende erzählt, dies sei der erste Bischof von Trevi gewesen, und berichtet von seinem im Jahre 302 erlittenen Märtyrertode. Er wurde mit dem Schwerte hingerichtet, nachdem die Löwen, denen der kaiserliche Prokonsul den Heiligen vorwerfen ließ, diesen angebetet und geliebkost hatten. Auf dem in Text-Abb. 2 abgebildeten Giebelfeld des Kirchenportals, das in weißem Marmor 1480 erbaut wurde, findet sich der Vorgang in der jener Zeit eigenen Unbehilflichkeit der figürlichen Darstellung wiedergegeben. Eigenartig ist die Umrahmung dieser Tür, aus einer fortlaufenden Reihe von Quadraten bestehend, von denen fast jedes mit einem besonderen kleinen Muster gefüllt ist, so daß etwa sechzig verschiedene Lösungen vorkommen.

Den bedeutsamsten Schmuck der Kirche bilden die drei zusammenhängenden Wandaltäre im rechten Kirchenschiff, die das „Kollegium des Leichnams Christi“ durch den Meister Rocco da Vicenza erbauen ließ (Bl. 47 bis 49 im Atlas).

Über diesen in der Kunstgeschichte wenig bekannten Meister hat zuerst Adamo Rossi in einem Aufsatze: „Rocco da Vicenza nell' Umbria“[2]) ausführlicher berichtet. Aus dieser Veröffentlichung, die auch Laspeyres bei der Beschreibung des Altartabernakels in S. Maria Maggiore in Spello benutzte, habe ich die nachstehenden leider nur spärlichen Nachrichten entnommen, die über das Leben des Künstlers bekannt sind. Im Jahre 1495 wurde der junge Rocco, Sohn des Mastro Tommaso in Vicenza, der Gilde der Maurer und Steinbildhauer eingeschrieben und erhielt zehn Jahre später den Auftrag, im Dome seiner Vaterstadt eine Kapelle zu erbauen. Erst aus dem Jahre 1512 stammt die nächste Nachricht über sein Schaffen. Damals wurde ihm die Errichtung eines Altartabernakels in der Kirche S. Maria Maggiore in Spello übertragen. Über dieses Meisterwerk, mit dem Rocco sich in Umbrien bekannt und berühmt machte, hat Laspeyres im Jahrgang 1873 dieser Zeitschrift ausführlich berichtet. Nun folgten weitere Aufträge, und der Künstler, der später in Foligno seinen Wohnsitz nahm, scheint sich bis 1526 in der Provinz Umbrien aufgehalten zu haben.

Nach Vollendung der Arbeit in Spello wurde Rocco zunächst nach Perugia als Leiter der Bauarbeiten am Dome S. Lorenzo berufen. Es handelte sich wahrscheinlich um die damals beabsichtigte Inkrustation der Front aus rotem und weißem Marmor, die dann aus Mangel an Mitteln unterblieb, nachdem nur der Travertin-Sockel fertiggestellt war. Außerdem scheint unser Meister bei der Ausführung des Chorgestühls durch Ciancio di Pierfrancesco als zeichnender Architekt mit beteiligt gewesen zu sein. In dem mit Ciancio abgeschlossenen Werkvertrage wurde dieser angewiesen, sich

2) Erschienen in der Zeitschrift: Giornale di erudizione artistica. Perugia 1872.

in allen Stücken nach den Angaben und Weisungen des Mastro Rocco zu richten. In dieselbe Zeit fallen verschiedene Aufgaben geringeren Umfanges, die letzterer übernommen hatte. In Bettona ist er mit Wiederherstellung der Kirche S. Crispolto sowie mit dem Bau einer Brücke über den Chiascio beschäftigt, nach Todi wird er als Schiedsrichter zwischen der Bauleitung von S. Maria della consolazione und dem Bildhauer Ambrogio di Milano berufen und fertigt einen Entwurf für die Kirche S. Maria del glorioso in S. Severino, woselbst er außerdem im Sommer 1521 mit Ausbesserung von S. Francesco beschäftigt war. Hierzu kam eine größere Befestigungsanlage am Tore S. Antonio in Perugia zur Verstärkung der dort nicht genügenden Schutz bietenden Stadtmauern. Schon am 20. September 1519 ward er vertraglich verpflichtet, gegen ein Monatsgehalt von 5 fiorini den von ihm entworfenen und an drei lombardische Unternehmer verdungenen Befestigungsbau zu leiten und mindestens zweimal in jeder Woche am Bau zu sein. Dies scheint bei den damaligen Verkehrsverhältnissen dem auswärts viel beschäftigten Manne nicht möglich gewesen zu sein, und so findet sich im Stadtarchiv von Perugia 1520. 267 eine Verordnung, wonach Meister Rocco wegen seiner beim Bau der Befestigung in S. Antonio bewiesenen Nachlässigkeit entlassen, ausgewiesen und haftbar gemacht werden solle. Tags darauf gelang es der Fürsprache wohlwollender Stadtväter, diesen Beschluß in eine mehrwöchige Gehaltsentziehung mildernd umzugestalten, und Meister Rocco wußte diese Nachsicht entsprechend zu würdigen. Er war fortan so eifrig am Werke, daß ihm das einbehaltene Geld nachträglich voll ausbezahlt und ein ehrendes Lob erteilt wurde, als er 1521 Perugia verließ, um die großen Altarwerke in Trevi zu übernehmen.

Der ausführliche Vertrag, den am 19. August 1521 die „compagnia del corpo di Cristo“ in jener Stadt mit Rocco abschloß, ist im archivio notarile di Trevi vollständig erhalten und bietet in seinen Einzelheiten ein auschauliches und fesselndes Bild damaliger Zustände. Der Künstler verpflichtet sich zur Neuherstellung und Aufrichtung einer „Kapelle“ für das corpus Christi mit zwei anstoßenden „Kapellen“, mit geschnittenen Säulen aus weißem Kalkstein, der genau gleichartig sein soll mit dem für das Tabernakel in Spello verwendeten. Als Preis des Werkes sind 630 floreni vereinbart, und der Meister wird gehalten, das Werk binnen 15 Monaten fertig zu stellen. Die Anfuhr der Steine hat auf Kosten des Rocco zu erfolgen, und falls die vertragschließende compagnia selbst sollte Steine anfahren lassen, soll dies bei der Bezahlung in Abzug kommen. Für die Abnahme des Werkes sollen zwei Sachverständige bestellt werden, die auch die Teilzahlungen anzuweisen haben, und falls sie das Werk geringer schätzen, als der bedungene Preis, so soll nur dieser geringere Preis, bei höherer Abschätzung aber nur der vereinbarte Betrag bezahlt werden. Die Vorsichtsmaßregeln, mit denen unsere heutigen Bauherren ihren Vorteil gegenüber den Unternehmern zu schützen wissen, sind, wie man sieht, schon damals in Anwendung gewesen. Streng innegehalten scheint der Vertrag indessen nicht zu sein, denn die Bescheinigungen über erhaltene Teilzahlungen, die sich meist von Roccos Hand unterzeichnet im Archiv befinden, reichen vom Herbst 1521 bis zum 6. September 1525. Wie hätte auch ein solches Werk in $^5/_4$ Jahren vollendet werden können? Mit dem Fortschreiten der Arbeit scheint den Herren Bestellern der Appetit gewachsen zu sein, so daß sie nach immer reicherer Ausschmückung verlangten. So findet sich in einer Abhandlung des Professors Natalucci[3]) die Mitteilung, daß ein Mitglied des Kollegiums dem Künstler 300 fiorini ausbezahlt habe, die eine fromme Dame für die Ausschmückung der Kapelle gestiftet hatte. Daß während der Errichtung der Altäre Umänderungen des ersten Planes vorgenommen sind, ist sehr wahrscheinlich. Einige auffallende Unregelmäßigkeiten in dem so strengen Organismus des architektonischen Aufbaues weisen darauf hin. So fehlen den mit reichen steigenden Friesen gezierten Pilastern, mit denen die Seitenaltäre nach dem Mittelbau hin abgeschlossen sind, die entsprechenden Unterstützungen, wie sie die Pilaster an den Außenseiten der beiden Altäre besitzen. Die Sockel der Mittelpilaster haben keine Basis und springen frei in die Luft vor.

Was nun das Werk selbst anbelangt, so bedürfen die Abbildungen auf Bl. 47 bis 49 kaum einer Erläuterung. In der Mitte ist der Altar des heiligen Sakraments, dessen Tisch um einige Stufen gegen die der Seitenaltäre der Maria und Josephs erhöht ist. Die Architektur dieser Seitenaltäre mit den aufs reichste verzierten Säulenschäften ist von edlen Verhältnissen. Zusammengefaßt werden die drei Altäre durch ein Gebälk, dessen Fries die Inschrift trägt:

Has treis sacelli aras et numinum imagines collegium deitatis humane piis manibus faciendas curavit.

Über dem Mittelbau erhebt sich eine Glorie von Strahlen, kleinen Kelchen und Engelsköpfen, von einem Bogen überwölbt, der schließlich in einem obersten Aufbau das Bild Gottvaters trägt.

Unter den zahlreichen gleichartigen dekorativen Bildwerken der italienischen Frührenaissance, den Wandaltären, Wandgräbern, Chorschranken, stehen die Trevitaner Altäre unzweifelhaft in allererster Reihe. Wenn bei ihrem Anblick sich dem romkundigen Beschauer sogleich eine Erinnerung an die Sansovinoschen Grabdenkmäler von S. Maria del popolo aufdrängt — wie Prof. Natalucci sich in seinem oben erwähnten Aufsatz ausdrückt —, so liegt schon in dieser Zusammenstellung mit dem Besten seiner Art ein treffendes Urteil über die Vorzüglichkeit des Werkes. Soweit es sich um die figürlichen Teile handelt, kann zwar die Schöpfung Roccos den Vergleich mit den etwa 15 Jahre älteren Leistungen Sansovinos nicht bestehen; dagegen übertrifft es sie in bezug auf den Reichtum in der Erfindung immer wieder neuer, niemals sich wiederholender und stets reizvoller Ornamentik. Das Material ist ein weißgrauer, sehr feinkörniger dichter Kalkstein, der unter dem Namen pietra calcaria di Assisi bianca noch heute vielfach zu feineren Steinmetzarbeiten in Rom benutzt wird, und gestattet die denkbar feinste Ausführung des Reliefs. Diese ist denn auch, ohne kleinlich zu wirken, namentlich an den Stellen, die dem Auge des Beschauers am nächsten liegen, von einer Zartheit, daß die Wiedergabe aller Einzelheiten in dem gewählten Maßstabe der Zeichnung nicht möglich war. Es finden sich kleine vollständig ausgearbeitete Reliefköpfe, anscheinend Porträte,

3) Giornale di erudizione artistica. I. Seite 191.

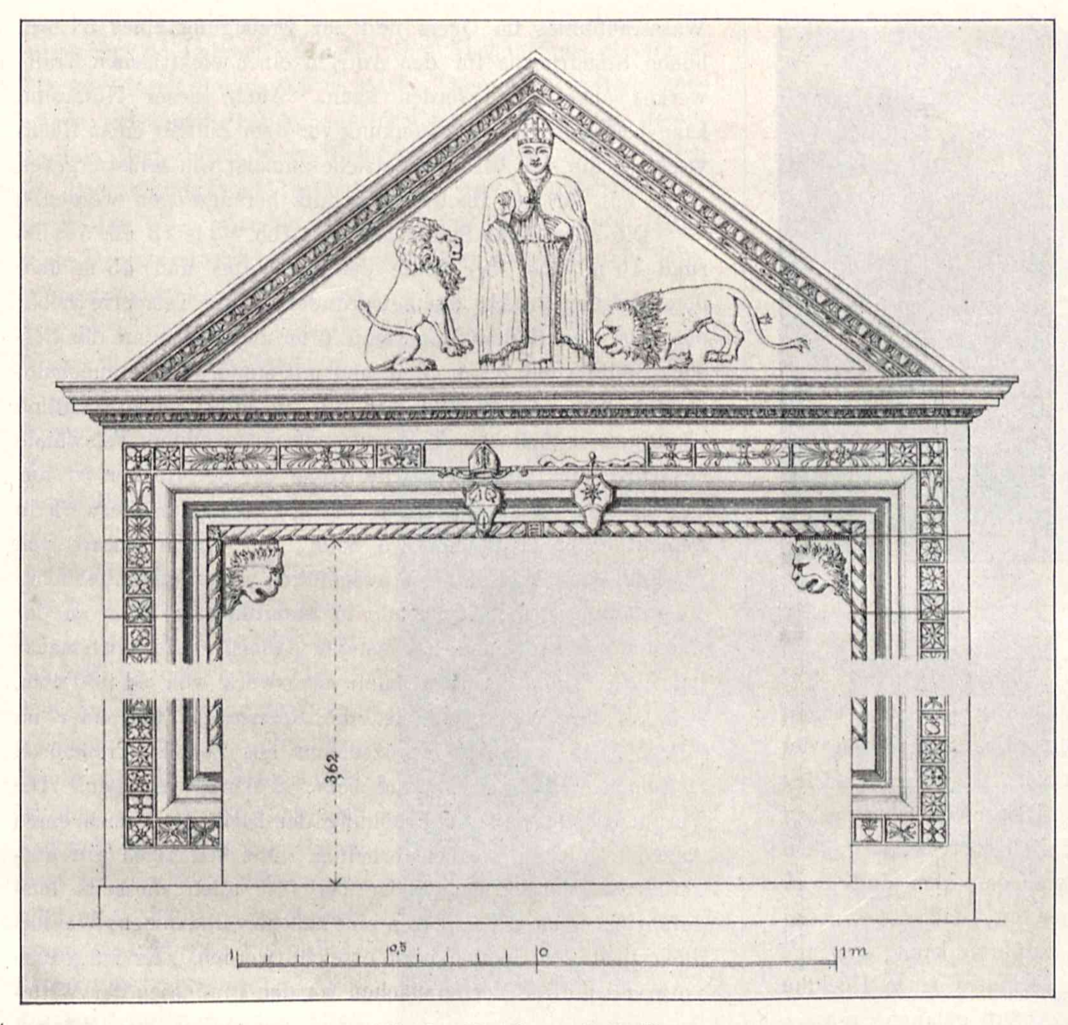


Abb. 2. Portal von S. Emiliano.

die auf dem Raum eines Zehnpfennigstückes Platz haben würden. Nach oben zu vergrößert sich der Maßstab bedeutend, besonders im letzten Abschluß, wie dies in gleicher Weise auch an den genannten Werken Sansovinos zu beobachten ist.

Über die Bedeutung der großen Köpfe, zwei Frauen und zwei Knaben, die frei herausgearbeitet an den Sockeln der vier Säulen angebracht sind, habe ich nichts erfahren können. Anscheinend sind es Porträte, ebenso wie die Frauenköpfe in den Bogenzwickeln über dem mittleren und dem Marienaltar. Ein kleines Bildnis findet sich noch in der Mitte des obersten schmalen wagerechten Frieses, der den Unterbau des Marienaltars (unter der eigentlichen Tischplatte) schmückt. Man könnte darunter vielleicht den Meister Rocco selbst vermuten?

Auf Tafel 24 des Jahrganges 1873 d. Z. bringt die Laspeyressche Veröffentlichung die Zeichnung eines Wandschränkchens für das heilige Öl in S. Lorenzo in Spello. Laspeyres glaubt dieses Werk — siehe Seite 185 des Textes — noch in das 15. Jahrhundert setzen zu müssen, und zwar „mit Rücksicht auf den auffälligen Gegensatz zwischen dem ebenso unbehilflichen figürlichen wie vollendet zierlichen ornamentalen Beiwerk". Laspeyres kannte, als er dies schrieb, die Altäre von Trevi noch nicht, andernfalls würde er das Werkchen vielleicht auch dem Rocco zugeschrieben haben. Denn ein Vergleich des Mittelaltars von Trevi mit seinen steifen Engelsfiguren und des kleinen Wandtabernakels in Spello zeigt eine auffallende Verwandtschaft zwischen beiden Werken. Auch das Material ist bei beiden das gleiche, und die Zartheit und Zierlichkeit des Schmuckwerkes läßt auf denselben Meister schließen, der den großen Altaraufbau über dem Altar in S. Maria Maggiore in Spello schuf. Spuren von Farbe und Vergoldung sind in Trevi nicht zu finden, was auffallend erscheinen könnte, da die meisten Werke der damaligen Zeit und so auch das genannte große Altarwerk des Rocco in Spello Vergoldung, wenn auch in sparsamer Verwendung, zeigen. Nach einer Notiz des Prof. Natalucci sind die Altäre in Trevi, die durch Staub und Kerzenqualm stark geschwärzt waren, im vorigen Jahrhundert durch Ablaugen in ihrer ganzen Oberfläche gereinigt worden, wobei dann die etwa noch vorhanden gewesenen Spuren ehemaliger Vergoldung jedenfalls zerstört sind, wenn auch die Oberfläche des vorzüglichen Steines aus dieser Wäsche ohne jeden Schaden hervorgegangen ist. Theodor Böhm.

Die Talsperre und das Elektrizitätswerk bei Marklissa am Queis.

Vom Wasserbauinspektor C. Bachmann.

(Mit Abbildungen auf Blatt 50 und 51 im Atlas.)

Mit Anfang dieses Jahres ist das Elektrizitätswerk an der Talsperre bei Marklissa fertiggestellt und in Betrieb genommen worden, nachdem die Talsperre selbst schon seit dem Jahre 1905 ihrem vornehmsten Zwecke, dem Hochwasserschutz, gedient hat. Da eine eingehende Beschreibung der Talsperrenanlage bereits in einer Druckschrift vorliegt,[1]) sollen hier aus Anlaß der Betriebseröffnung nur die wesentlichsten Angaben über die Anlage, insoweit bei der Bedeutung des Bauwerkes ein allgemeines Interesse der Fachkreise vorausgesetzt werden kann, mitgeteilt werden.

Die Talsperre ist nächst der im Bau begriffenen Talsperre bei Mauer das bedeutendste Bauwerk des schlesischen Hochwasserschutzgesetzes. Sie ist die erste Talsperre, die vorwiegend des Hochwasserschutzes wegen in Angriff genom-

1) Die Talsperrenanlage bei Marklissa am Queis. Im Selbstverlage des Verfassers.

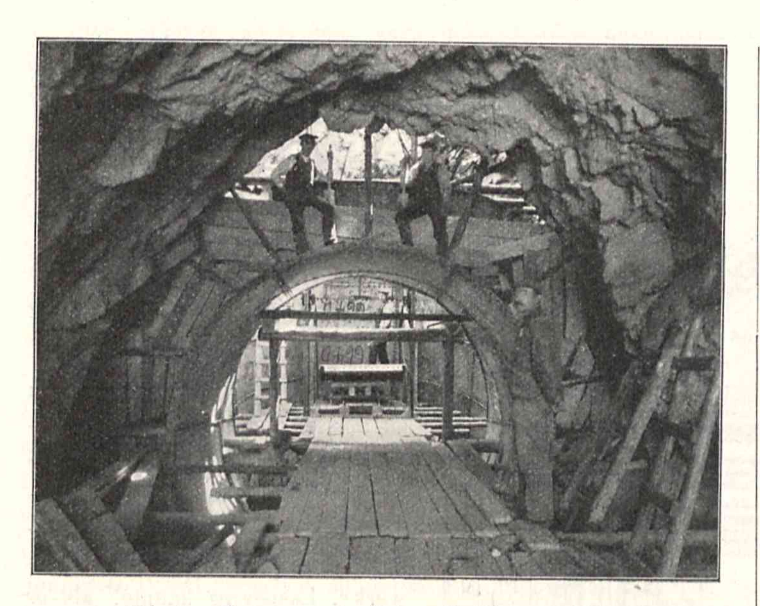


Abb. 1. Panzerung des linken Entlastungsstollens.
Durchdringung des Abfallschachtes mit dem Ablaufstollen von den Entlastungsschützen. Aufnahme vom 31. Mai 1904.

men wurde. Ihr Einzugsgebiet umfaßt 306 qkm und reicht bis an den Kamm des Isergebirges. Das Staubecken der Talsperre nimmt einen Flächenraum von 140 ha ein und hat einen Inhalt von 15 000 000 cbm. Dieser Stauraum reicht aus, um den schadenbringenden Teil selbst eines größten bisher beobachteten Hochwassers wie das vom Juli 1897 zurückzuhalten. Hierbei ist zu beachten, daß die Wassermengen, welche der Queis ufervoll abführen kann, das sind 110 cbm/Sek., auch während des Verlaufes einer Hochflut durch die Talsperre hindurch zum Abfluß gelangen müssen und daß diese mehr als die Hälfte des gesamten Hochwassers ausmachende Wassermenge nicht zu dem schadenbringenden Hochwasser zu rechnen ist. Die gewöhnlichen Hochfluten nehmen den Stauraum von 15 Millionen Kubikmeter nur teilweise in Anspruch, infolgedessen ist ein Raum von vorläufig 5 Millionen Kubikmeter des Staubeckens als Nutzwasserbecken ausgebildet, welches zum Ausgleich des Wasserabflusses im Queis und zur Erzeugung eines 31,6 m hohen Staudruckes für den Antrieb eines elektrischen Kraftwerkes ausgenutzt werden kann. Auch dieser Nutzraum kann bei rechtzeitiger Absenkung vor dem Eintritt eines Hochwassers, die sich bei dem Betriebe zumeist von selbst ergeben wird, mit für den Hochwasserschutz herangezogen werden.[2])

Die eigentliche Sperrmauer (s. Abb. 8 bis 13 Bl. 50) ist rund 40 m über der Sohle des Flußbettes und 45 m über dem tiefsten Punkte des Felsgrundes in der Talsperre hoch; oben im eigentlichen Mauerkern 6 m und unten an der tiefsten Stelle rund 38 m breit und mit einem Krümmungshalbmesser von 125 m zwischen die in einer außerordentlich günstigen natürlichen Talenge steil anstehenden Felswände des Queistales gespannt. Die Krone der Sperrmauer ist nur 130 m lang. Die Sperrmauer ist in Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel (1 Zement, 5 Sand, mit einem Zusatz von $^1/_2$ Traß- und $^1/_2$ Kalkbrei) ausgeführt, unter ausschließlicher Verwendung des im Queistale in unmittelbarer Nähe an der Baustelle gewonnenen Bruchsteins (Gneis). Die Sperrmauer hat einen Inhalt an Bruchsteinmauerwerk von 64 000 cbm.

An der Wasserseite ist die Sperrmauer mit einer im Mittel 5 cm starken Verputzschicht aus Zement-Traßmörtel (1 Zement, $^1/_2$ Traß, 1 Sand bezw. 2 Sand) versehen. Die Verputzschicht hat zur Erhöhung der Dichtigkeit noch einen Anstrich mit Siderosthen erhalten. Mit derartigen gut ausgeführten Verputzflächen ist bei fast allen diesseits ausgeführten neueren Talsperren eine nahezu vollkommene Wasserdichtigkeit der Sperrmauern erreicht worden. Es ist jedoch notwendig, diese Verputzflächen vor den Einflüssen der Witterung und des Stauwassers sowie namentlich vor Wärmeschwankungen zu schützen, damit keine Risse in dem Verputz entstehen. Dieser Schutz ist an der Talsperre bei Marklissa in eigenartiger Weise durch eine Ummantelung mit einer aufgelösten Betonmauer, welche von der Krone der Sperrmauer auf 28,4 m herabgeht, erreicht worden (s. Abb. 8

2) Vgl. Jahrg. 1903 d. Zeitschr., Blatt 68 u. 69 im Atlas.

Abb. 2. Auskleidung des Umlaufstollens in Beton.



Abb. 3. Gepanzerter Umlaufstollen.

bis 10 Bl. 50). Im unteren Teile ist der Verputz durch eine vorgestampfte Lehmschicht und eine Anschüttung geschützt. Die nur durch 0,6 bis 0,8 m starke kämpferartige Zwischenwände getrennten halbzylinderförmigen Schächte des Betonmantels sind durch einen Fahrkorb befahrbar und gestatten die Beobachtung und Instandsetzung der Verputzfläche bei geeigneten Wasserständen. Die Schächte stehen durch 10 cm weite Rohre untereinander und mit dem Staubecken in kommunizierender Verbindung, so daß sich in ihnen derselbe Wasserstand wie im Staubecken einstellt. Zum Ausgleich der Formveränderungen infolge von Wärmeunterschieden und zur Verhinderung von Rissebildungen in dem Betonmantel sind in Abständen von 10 m lotrechte Ausgleichfugen angeordnet. Der halbzylinderförmige Eingriff in der Fuge (Text-Abb. 5) dient zur gegenseitigen Verklammerung der einzelnen Mantelteile. Dieser Betonmantel ist ohne jede Verankerung oder Verbindung mit der Sperrmauer glatt vor die Verputzfläche gesetzt und lehnt sich einfach gegen die 1:10 geneigte Außenfläche der Sperrmauer. Die durch die Auflösung in einzelne Schächte erreichte größere Steifigkeit genügte, um die sonst bei vollen schwächeren Schutzmauern angewandte Verzahnung mit der Sperrmauer entbehrlich zu machen. Auf der völlig ebenen Außenfläche der Sperrmauer wurde natürlich die Herstellung einer vollkommen dichten Verputzfläche begünstigt, während auf den durch vielfache schwalbenschwanzförmige Eingriffe unterbrochenen Flächen die Verputzarbeiten nicht unwesentlich beeinträchtigt werden können.

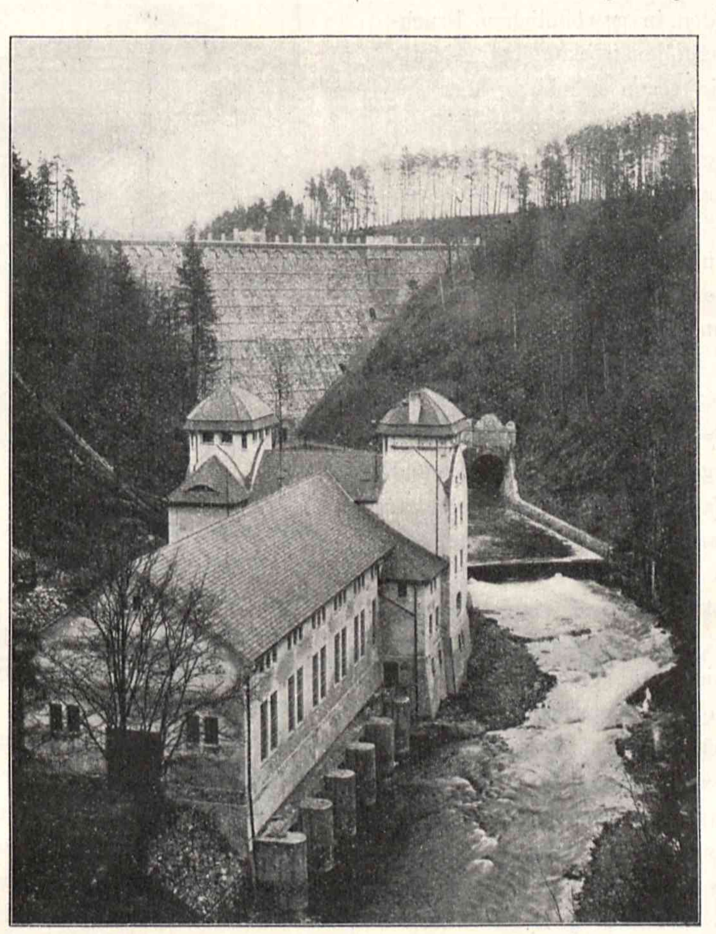


Abb. 4. Kraftwerk an der Talsperre.

Das Eigenartige der Marklissaer Talsperre liegt im wesentlichen aber in der Stollenanlage, mit welcher die Entlastung des Staubeckens verbunden ist (s. Abb. 3 bis 7 u. 13 Bl. 50). Zwei Umlaufstollen A, B, C von etwa 200 m Länge und 5,8 m Durchmesser im Lichten wurden zunächst für die Umleitung des Queis um die Baustelle der Sperrmauer während der Bauzeit ausgeführt. Alsdann wurde der Queis unmittelbar unterhalb der Stolleneinläufe durch ein 7 m über Flußsohle hinaufreichendes Betonwehr (s. Abb. 13 Bl. 50 und Abb. 2 Bl. 51) abgedämmt. Nach Fertigstellung der Talsperre wurden die Umlaufstollen an den Stellen „B“ unter Einfügung von Grundablaßrohren mit Schiebern zugemauert (Abb. 4 u. 5 Bl. 50) und nun zur Abführung des an den Überläufen des Nutzwasserbeckens und des Hochwasserschutzbeckens abfließenden Wassers benutzt, indem das Wasser von den Überläufen durch Schächte den Umlaufstollen zugeführt wurde (s. Abb. 3, 6 u. 7 Bl. 50).

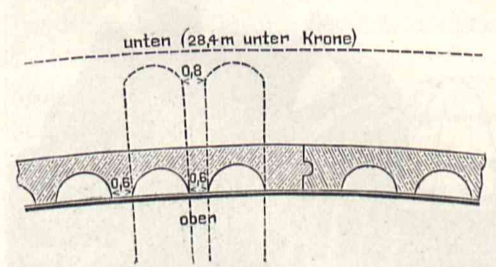
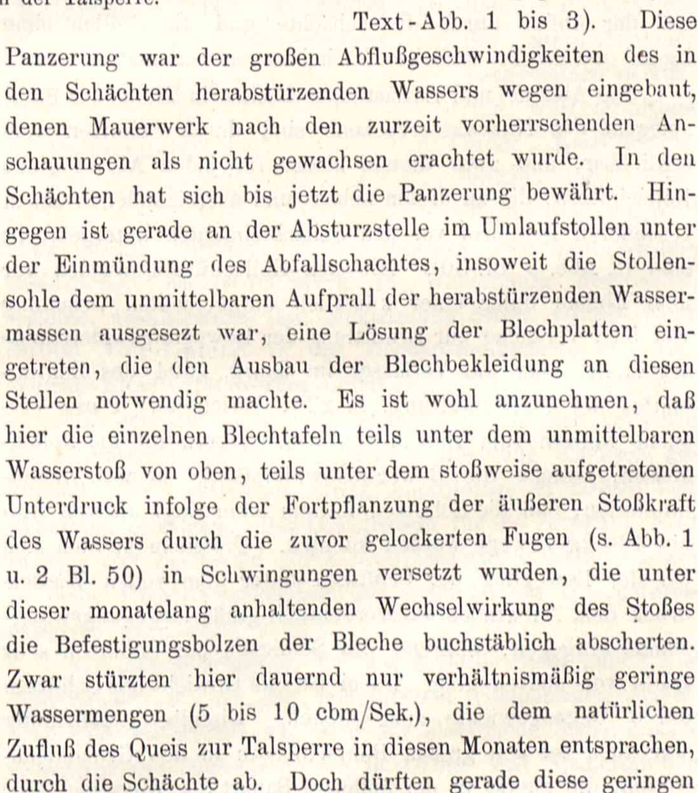


Abb. 5. Betonummantelung der Sperrmauer.

Die Entlastungsanlagen des Nutzwasserbeckens sollen die sogenannten unschädlichen Wassermengen bis zu 110 cbm/Sek. selbsttätig von dem Zeitpunkte ab abführen, an dem das Staubecken mit 5 000 000 cbm angefüllt ist. Dies ist diejenige Wassermenge, welche der Queis ufervoll abzuführen vermag, ohne daß eigentlicher Hochwasserschaden entsteht und die auch während der größten Hochfluten abgeführt werden muß, wenn eine Überflutung der Hochwasserüberläufe vermieden werden soll. — Die Schächte von den Hochwasserüberläufen haben einen Durchmesser von 5 m im Lichten, die abzweigenden Schächte nach den unteren Überläufen einen Durchmesser von 4 m. Die Innenwände der Schächte und der unmittelbar anschließenden Stollenstrecken sind durch eine 8 bezw. 10 mm starke Blechhaut, die mit einer 60 cm starken Betonauskleidung verankert ist, gepanzert (sieh Text-Abb. 1 bis 3). Diese Panzerung war der großen Abflußgeschwindigkeiten des in den Schächten herabstürzenden Wassers wegen eingebaut, denen Mauerwerk nach den zurzeit vorherrschenden Anschauungen als nicht gewachsen erachtet wurde. In den Schächten hat sich bis jetzt die Panzerung bewährt. Hingegen ist gerade an der Absturzstelle im Umlaufstollen unter der Einmündung des Abfallschachtes, insoweit die Stollensohle dem unmittelbaren Aufprall der herabstürzenden Wassermassen ausgesezt war, eine Lösung der Blechplatten eingetreten, die den Ausbau der Blechbekleidung an diesen Stellen notwendig machte. Es ist wohl anzunehmen, daß hier die einzelnen Blechtafeln teils unter dem unmittelbaren Wasserstoß von oben, teils unter dem stoßweise aufgetretenen Unterdruck infolge der Fortpflanzung der äußeren Stoßkraft des Wassers durch die zuvor gelockerten Fugen (s. Abb. 1 u. 2 Bl. 50) in Schwingungen versetzt wurden, die unter dieser monatelang anhaltenden Wechselwirkung des Stoßes die Befestigungsbolzen der Bleche buchstäblich abscherten. Zwar stürzten hier dauernd nur verhältnismäßig geringe Wassermengen (5 bis 10 cbm/Sek.), die dem natürlichen Zufluß des Queis zur Talsperre in diesen Monaten entsprachen, durch die Schächte ab. Doch dürften gerade diese geringen



Wassermengen die stärksten Wirkungen ausgeübt haben, da sie ohne Wasserpolster unmittelbar auf die Bleche der Panzerung aufprallten, während sich bei größerem Wasserabsturz von selbst ein starkes Wasserpolster im Umlaufstollen einstellt. Die betreffende Stelle unter dem Abfallschacht ist nun in einem Stollen versuchsweise mit Granitquadermauerwerk an der Sohle ausgemauert. Dabei ist die Befürchtung bezüglich der Haltbarkeit des Mauerwerks mehr zurückgestellt, da sich auch an den in gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk ausgemauerten Stollenstrecken bei Abflußgeschwindigkeiten über 8 m, die schon erheblich über das bisher als zulässig erachtete Maß hinausgehen, bislang keinerlei nachteilige Einwirkungen gezeigt haben. Das Verhalten der Granitquadermauerung unterliegt zunächst noch der Beobachtung, bisher hat es sich gut gehalten. Außerdem sind noch Versuche eingeleitet, um die im Felsstock an der Absturzstelle des Wassers auftretenden feinen Erschütterungen mittels seismometrischer Messungen festzustellen. Nähere Mitteilungen hierüber und über die mit der Granitausmauerung erzielten Erfahrungen müssen für eine spätere Mitteilung an anderer Stelle vorbehalten bleiben.

Der Hochwasserüberlauf liegt in Höhe 280,4 N. N. und ist durch eine ringförmige Überfallmauer aus Beton gebildet, die mit einem Laufstege auf Eisenständern zur Zurückhaltung treibender Gegenstände versehen ist (s. Abb. 6 Bl. 50). Die trichterförmige Einlauföffnung ist oben durch einen Haubenrechen (Text-Abb. 9) geschützt. Diese Überläufe des Hochwasserschutzbeckens sind auf die Abführung einer Wassermenge von zusammen 428 cbm/Sek. eingerichtet. Bei der geringen Durchflußweite der Schächte von 5 m ist durch sie die Abführung derartig gewaltiger Wassermassen nur dadurch möglich, daß die Durchflußgeschwindigkeiten außerordentlich gesteigert werden, und zwar etwa der Fall- bezw. der Saughöhe von 40 m entsprechend, bis über 20 m/Sek. Die bereits angestellten Versuche mit dem Ablassen größerer Wassermengen, bis zu 150 cbm/Sek. in einem Schacht, haben bestätigt, daß der Abfluß durch die Schächte und die Stollen ohne irgend welche bedenkliche Erscheinungen von statten geht.

Die Abläufe und Entlastungsschächte in Höhe des Stauspiegels des Nutzwasserbeckens sind durch Schützen verschließbar, und zwar dienen hierzu für jeden Ablauf sechs Rollschützen, die zu dreien neben- und übereinander in einem besonderen Betonbau vor den Schachteinläufen untergebracht sind (s. Abb. 6 Bl. 50). Mit den Rollschützen wurden vor dem Einbau unter einer künstlich aufgebrachten Belastung von 54 t Versuche zur Ermittlung der Bewegungswiderstände angestellt, über die Verfasser im Jahrg. 1904 des Zentralblattes der Bauverwaltung, S. 228, berichtete. Diese Versuche führten zum Einbau von Walzenlagern für die Rollenachsen, welche die Bewegungswiderstände so weit herabminderten, daß die Schützen mittels einer Zugkraft von 300 bis 400 kg bewegt werden konnten. Trotzdem stellten sich bei der Bewegung der Schützen unter dem vollen Wasserdruck dem Aufwinden außerordentlich große Bewegungswiderstände entgegen, während das Schließen der Schützen sehr leicht von statten ging. Dabei ist das Gewicht der Schützen durch Gegengewichte ausgeglichen. Dieselbe Erscheinung war auch bei den großen Rohrschiebern in den Grundablaßrohren, die zuerst in der üblichen Bauart der Wasserschieber

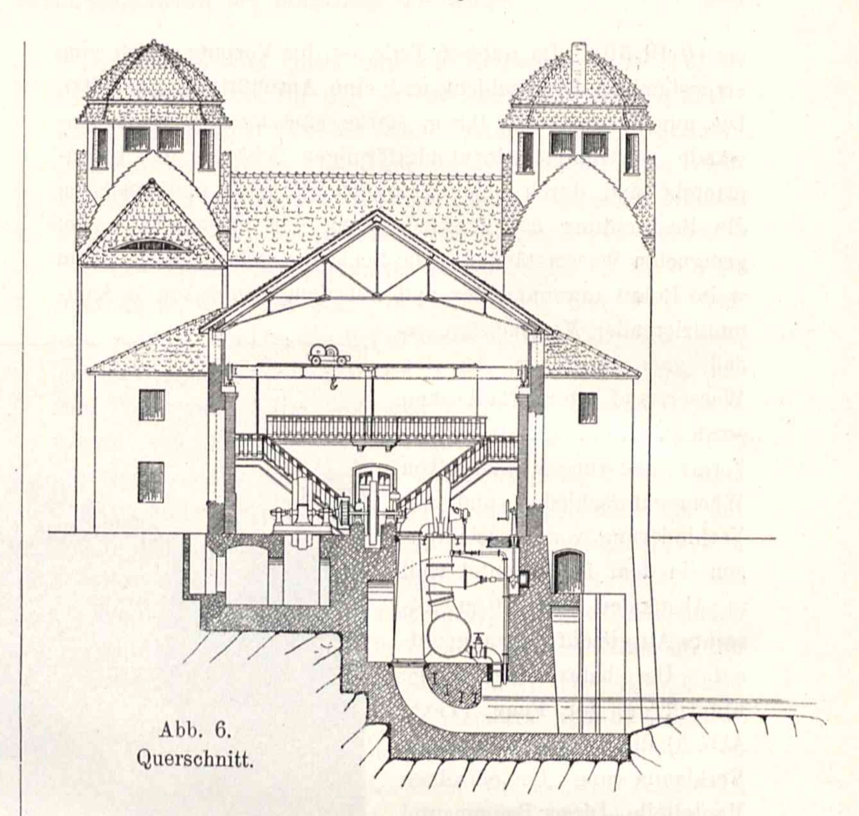


Abb. 6. Querschnitt.

ausgeführt waren, zutage getreten. Auf die Ursachen dieser auffallenden Erscheinungen, die mehr oder weniger fast bei allen größeren Talsperren aufgetreten sind, und die zur Abhilfe angewandten Mittel wird Verfasser in einer besonderen Abhandlung im Zentralblatt der Bauverwaltung demnächst zurückkommen.

Den Schützen sind Sturzbecken aus Beton und Überfallwehre vorgebaut, deren Krone auf 270,6 N.N. liegt, damit die volle Wassermenge schon bei möglichst geringer Überstauung des normalen Stauspiegels durch die Schützenöffnungen zum Abfluß gelangen kann.

Das Triebwasser für das Kraftwerk wird aus dem Staubecken vermittels zweier Druckrohrleitungen von 1200 mm Durchmesser, welche in zwei Kanälen unten durch die Sperrmauer geführt sind (sieh Abb. 8 Bl. 50), entnommen und dem etwa 100 m unterhalb der Sperrmauer gelegenen elektrischen Kraftwerke zugeleitet (Abb. 3 Bl. 51 sowie Text-Abb. 4 und 6 bis 9). Vor dem Kraftwerk vereinigen sich diese beiden Rohre zu einem Hauptrohr von 1700 mm Durchmesser, an welches

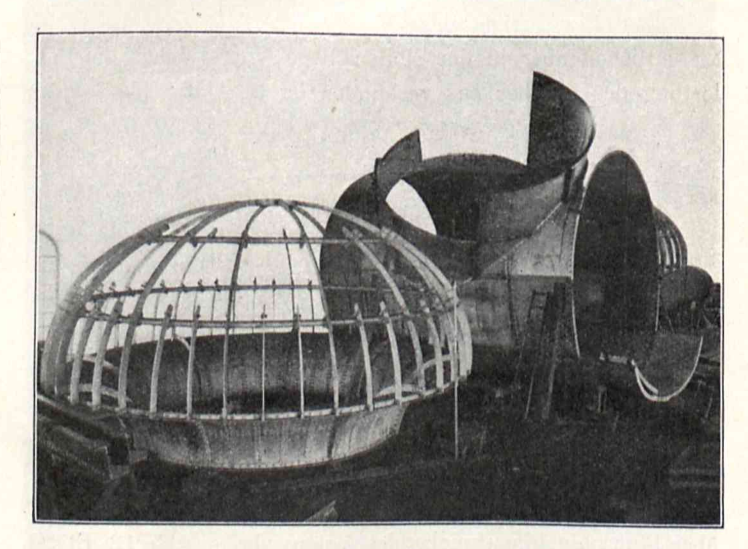


Abb. 9. Haubenrechen über dem Abfallschacht und Teile der Panzerung für die Einmündung des Schachtes in den Umlaufstollen.

drei Franzis-Spiralturbinen zu je 700 PS angeschlossen sind. Eine dieser Turbinen dient zur Aushilfe. Zwei weitere Turbinen von 700 PS

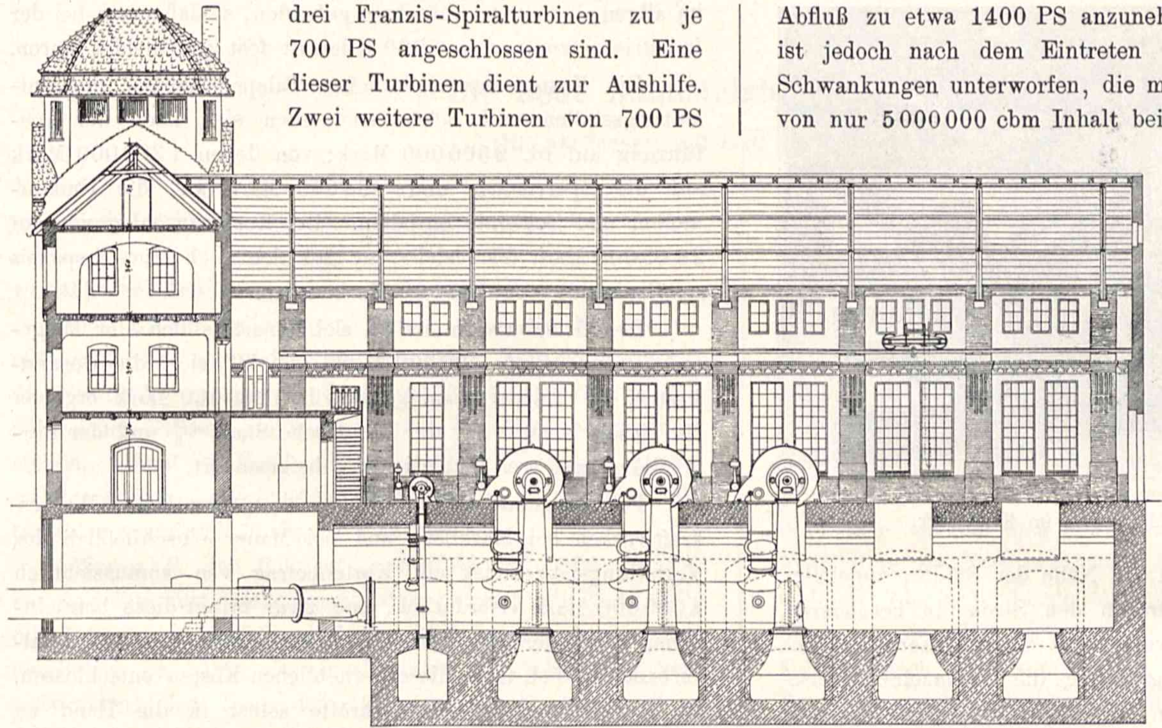


Abb. 7. Längenschnitt.

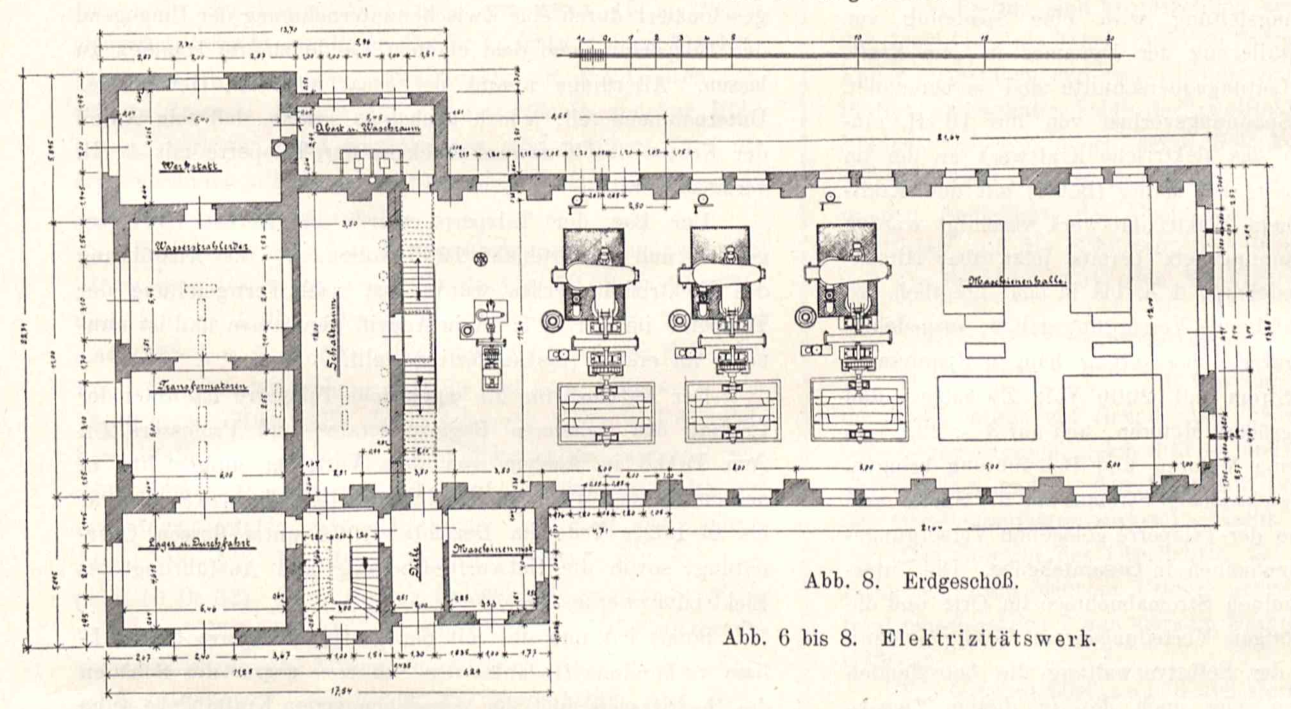


Abb. 8. Erdgeschoß.

Abb. 6 bis 8. Elektrizitätswerk.

werden demnächst mit besonderen Zuleitungsrohren an einen kleinen, in Höhe 265,5 N.N. durch die rechte Berglehne getriebenen Kraftstollen von 2,3 m lichter Weite angeschlossen. Das Kraftwerk ist somit bei vollem Ausbau mit fünf gleichen Turbinen von zusammen 3500 PS ausgerüstet, so daß die höchste Kraftleistung bei Belassung einer Turbine als Aushilfe 2800 PS beträgt.

Bei einem Unterschiede der Wasserstände im vollen Nutzwasserbecken von 270,6 N.N. und dem Unterwasser von 239 N.N. = 31,6 m Rohgefälle und einem reinen Betriebsdrucke von 30 m entspricht dieser höchsten Kraftleistung eine Wassermenge von 9,33 cbm/Sek. Diese Kraftleistung würde nur in den Stunden der höchsten Belastung des Werkes d. h. in den Abendstunden der Wintermonate eintreten. Die durchschnittlich während 24 Stunden am Tage gleichmäßig vorhandene Kraftleistung ist bei 28 m Nutzgefälle und 5 cbm/Sek. Abfluß zu etwa 1400 PS anzunehmen. Diese Kraftleistung ist jedoch nach dem Eintreten der Niederschläge großen Schwankungen unterworfen, die mit einem Nutzwasserbecken von nur 5000000 cbm Inhalt bei weitem nicht ausgeglichen werden können. Sie geht nach langer niederschlagloser Zeit im Mittel auf 600 PS herunter, um in regenreicher Zeit bis 2400 PS während 24 Stunden am Tage zu steigen.

Dem Nutzwasserbecken der Talsperre fällt nun die Aufgabe zu, einmal diese zeitweiligen Unregelmäßigkeiten des Wasserabflusses nach Möglichkeit auszugleichen und zweitens den Schwankungen der Belastung des Elektrizitätswerkes, d. h. dem Kraftbedarf, der bekanntlich sehr wechselt und beispielweise in den Abendstunden der Wintermonate mit dem großen Lichtbedarf am größten ist, anzupassen, so daß es wie ein natürlicher Sammler wirkt. Um auch zu Zeiten außerordentlich lang anhaltender Trockenheit gesichert zu sein und den Anforderungen der Stromabnehmer nachkommen zu können, wird vermittels einer Kraftübertragungsleitung eine Verbindung mit dem etwa 80 km entfernt im Kohlenbezirk gelegenen Niederschlesischen Elektrizitätswerk in Waldenburg hergestellt, welches aushilfsweise den elektrischen Strom mittels einer 30000 Volt-Leitung in das Hochspannungsnetz des Talsperren-Elektrizitätswerkes liefert.

Mit den Turbinen in dem Kraftwerk an der Talsperre sind Drehstromerzeuger von gleicher Leistung elastisch gekuppelt, die elektrischen Strom unmittelbar in 10000 Volt Spannung erzeugen. Der Gleichstrom für die Erregung wird in 220 Volt Spannung durch zwei Umformer, bestehend aus je einer Drehstrommaschine mit gekuppeltem Gleichstromerzeuger, hergestellt.

Zur ersten Erregung und zur Aushilfe dient eine kleine Turbine von 20 PS mit gekuppeltem Gleichstromerzeuger. Von dem Kraftwerke aus wird der elektrische Strom mittels strahlenartiger Speiseleitungen in 10000 Volt Spannung den

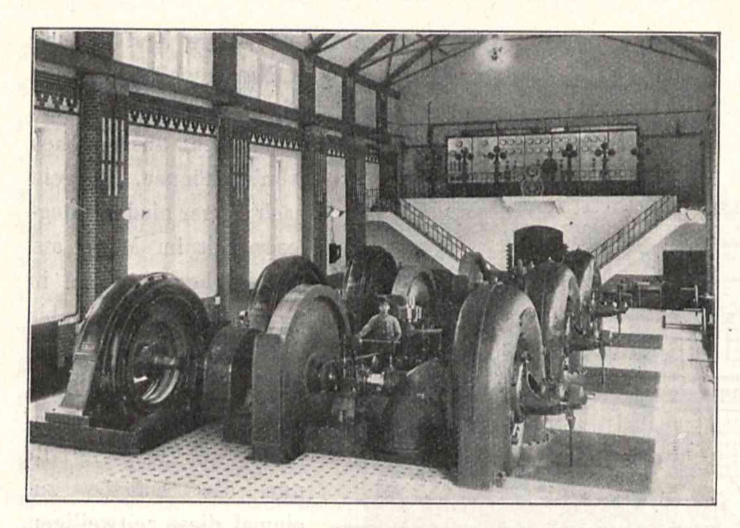


Abb. 10. Maschinenraum im Kraftwerk.

wichtigsten Absatzstellen, in die Nähe der Städte, zugeleitet. Diese Speiseleitungen übertragen den Strom in besonderen, mit Blitzschutzvorrichtung versehenen Schalthäusern auf eine sog. Hochspannungsverteilungsleitung, die die einzelnen Speisepunkte und die dazwischen liegenden Ortschaften ringartig verbindet.

In der Verteilungsleitung wird eine Spannung von 9000 Volt durch Regulierung der Dynamos in dem Kraftwerk gehalten. Die Leitungsquerschnitte sind so berechnet, daß bei Vollast ein Spannungsverlust von nur 10 vH. eintritt. Da später noch das elektrische Kraftwerk an der im Bau begriffenen Talsperre bei Mauer (Bober) mit dem Kraftwerk Marklissa zu einem Elektrizitätswerk vereinigt werden soll, ist das Hochspannungsnetz bereits jetzt über Hirschberg hinaus bis Schmiedeberg, d. h. bis in das eigentlich der Talsperre bei Mauer zufallende Versorgungsgebiet, ausgedehnt. An der Hochspannungsverteilungsleitung hängen Spannungsumformer, die den Strom auf 2000 Volt Zwischen- und Betriebsspannung für größere Motoren, und auf 3 × 208 Volt und 120 Volt für kleine Motoren und Beleuchtung bringen.

Die Abgabe des elektrischen Stromes an die Städte und Dörfer des in der Nähe der Talsperre gelegenen Versorgungsgebietes erfolgt im allgemeinen in Gesamtabgabe. Die Unterverteilung an die einzelnen Stromabnehmer im Orte und die Anlage der hierzu nötigen Verteilungsnetze besorgen dann nach dem Grundsatz der Selbstverwaltung die betreffenden Städte und Gemeinden oder auch die zu diesem Zwecke gebildeten Gesellschaften selbst und auf eigene Rechnung. Dafür beziehen sie den elektrischen Strom zu einem so niedrigen Preise, daß ihnen außer der Verzinsung und Tilgung der Verteilungsnetze noch ein angemessener Gewinnüberschuß verbleibt.

Eine besondere Berücksichtigung haben bei der Abgabe des elektrischen Stromes die Kleingewerbe und die Landwirtschaft erfahren, für welche somit der elektrische Strom ein teilweiser Ersatz der mangelnden Arbeitskräfte wird. Bei einem Grundpreise von 14 Pf. für die Kilowattstunde für Kleinmotoren geht der Preis bei täglich zehnstündigem Dauerbetrieb das Jahr hindurch auf etwa 7,6 Pf./Kilowattstunde und für längere Betriebszeiten noch weiter bis auf etwa 5 Pf. für eine Kilowattstunde bei täglich 24stündigem Betriebe herunter. Dies vorteilhafte Stromangebot hat denn auch im allgemeinen gute Aufnahme gefunden, so daß schon bei der Inbetriebsetzung etwa 2000 Kilowatt fest angemeldet waren.

Die Kosten der eigentlichen Talsperrenanlage mit Entlastungsstollen und Schächten stellen sich nach der Ausführung auf rd. 2 500 000 Mark; von denen 1 300 000 Mark auf die Sperrmauer und 664 000 Mark auf die Umlaufstollen und Schächte entfallen. Der Kostenanschlag war auf 2 663 000 Mark festgestellt, so daß sich noch eine Ersparnis an Baukosten von 163 000 Mark ergab.

Der Grunderwerb stellte sich einschließlich der Wegeverlegung auf rd. 700 000 Mark, so daß sich die Gesamtkosten der Talsperrenanlage zu rd. 3 200 000 Mark ergeben Zu diesen Kosten hat der Preußische Staat $^4/_5$ und der Provinzialverband von Schlesien $^1/_5$ beigesteuert.

Für das gesamte Elektrizitätswerk mit den beiden Wasserkraftwerken bei Marklissa und bei Mauer einschließlich des Verteilungsnetzes ist ein Kostenbetrag von voraussichtlich 4 000 000 Mark erforderlich, und zwar bringt diese beträchtlichen Mittel der Provinzialverband allein auf. Der Provinzialverband hat sich trotz dieser erheblichen Kosten entschlossen, die Ausnutzung der Wasserkräfte selbst in die Hand zu nehmen, um den Erfolg des Unternehmens möglichst ungeschmälert durch eine Zwischenunternehmung der Umgegend der Talsperren, also dem eigenen Lande zugute kommen zu lassen. Allerdings nimmt der Staat noch am Gewinn des Unternehmens teil, jedoch höchstens soweit, daß sein Anteil der Kosten des Nutzwasserbeckens der Talsperre mit 4 vH. verzinst wird.

Der Bau der Talsperre wurde im Herbst 1901 begonnen und im Frühjahr 1905 vollendet. Die Ausführung des Elektrizitätswerkes wurde erst nach Fertigstellung der Talsperre im Herbst 1906 in Angriff genommen und ist nunmehr im ersten Ausbau fertiggestellt.

Der Entwurf für die eigentliche Talsperre ist unter der Leitung des Geheimen Regierungsrates und Professors Dr. Ing. Intze in Aachen von dem Verfasser aufgestellt, in dessen Händen auch die Bauleitung der Talsperre und zwar bis zu Intzes Tode im Dezember 1904 unter dessen Oberleitung, sowie die Entwurfbearbeitung und Ausführung des Elektrizitätswerkes lag.

Somit hat nun der mit der großen Talsperre bei Marklissa verbundene Gedanke des Schutzes gegen die Schäden des Hochwassers und der segenspendenden Kraftabgabe seine Verwirklichung gefunden. Nach der Richtung des Hochwasserschutzes hin hat die Talsperre bereits mehrfach gute Proben abgelegt, und es dürfte nach der anderen Seite hin außer Zweifel stehen, daß den Einwohnern der von den elektrischen Leitungen berührten Ortschaften und zwar nicht nur den kleinen Handwerkern, Tischlern, Schlossern, Drechslern, Stellmachern, Schmieden, Bäckern, Fleischern usw., sondern auch der Landwirtschaft und der Großindustrie mit der zu außerordentlich günstigen Preisen bereit gestellten elektrischen Kraft ein wirtschaftlicher Vorsprung geboten wird, der sowohl in einer größeren Leistungsfähigkeit und Erweiterung der vorhandenen Werke und Industrien, als auch in dem Entstehen neuer Unternehmungen demnächst zum Ausdruck kommen wird.

Die neue Bahnsteighalle in Krefeld.

(Mit Abbildungen auf Blatt 52 und 53 im Atlas.)

Dem im letzten Jahrzehnt sehr gestiegenen Verkehr genügten die alten Einrichtungen der Bahnhöfe des rheinisch-westfälischen Industriegebietes nicht mehr, und so gingen die einzelnen Eisenbahndirektionen daran, diese der Neuzeit gemäß größer und geräumiger umzugestalten. Vor allem mußten die Straßenkreuzungen in Schienenhöhe fallen, die in den volkreichen Städten ein zeitraubendes Verkehrshindernis darstellen. Hand in Hand mit diesen Überführungen gingen meistenteils große Hebungen der Gleise im allgemeinen und teilweise sogar vollständige Neuanlagen.

Wer z. B. den Bahnhof in Krefeld vor 1904 gekannt hat und ihn jetzt wieder sieht, der erstaunt mit Recht über die Umwälzung, die in dieser verhältnismäßig kurzen Zeit geschehen ist. Der alte Inselbahnhof ist vollständig verschwunden. Der Platz der Gleise auf der Stadtseite ist zu Anlagen und einer breiten Zufahrtstraße verwendet worden. Das neue Stationsgebäude wurde um etwa 15 m weiter stadtwärts gerückt, um Raum für die Errichtung eines Flankenbahnhofes zu gewinnen. Den Zugang zu den Gleisen vermitteln Tunnel, die mit der Zugangstraße in gleicher Höhe liegen; Personen- und Gepäcksteige sind getrennt, und die ersteren finden wir als ganz erfreulichen Fortschritt bis unterhalb der Wagenböden erhöht.

Vorhanden sind drei Personenbahnsteige und zwei Gepäcksteige, die in der Gesamtbreite von 59,60 m von einer dreischiffigen Halle auf eine Länge von 102 m überdacht sind (Abb. 1 u. 2 Bl. 52). Die nördliche, auf der Seite des Empfangsgebäudes gelegene Halle hat eine Stützweite von 15,70 m, die Mittelhalle eine solche von 24 m und die südliche Halle von 19,90 m. Die Seitenhallen bestehen aus vollwandigen Bogenbindern, die auf der äußeren Seite auf pendelnden Säulen ruhen, während sie innen fest, jedoch gelenkartig mit den Bogen der Mittelhalle verbunden sind (Abb. 10 Bl. 52). Diese sind als Dreigelenkbogen (ein Scheitel- und zwei Fußgelenke) mit einem an der Übergangsstelle zwischen Bogen und Stütze eingezogenen abgesprengten Zugband ausgeführt. Die Binder der Seitenhallen sind Zweigelenkbogen mit aufgehobenem wagerechten Schub, was ebenfalls durch eine abgesprengte Zugstange erreicht wird. Sämtliche senkrechten Kräfte der Binder werden durch Pendelsäulen und den Dreigelenkbogen auf die Fundamente übertragen; die wagerechten Kräfte werden dagegen nur von dem Dreigelenkbogen aufgenommen und von diesem auf die Fundamente gebracht. Zur Erzielung der Standfestigkeit der Hallen in der Längsrichtung sind in den Endfeldern zwischen den Säulen der Mittelhalle Rahmen eingebaut und in jenen der Seitenhallen steif ausgebildete Kreuze angeordnet.

Für die Dacheindeckung ist eine Bimsbetondecke mit Eiseneinlage verwendet worden, welche durch eine doppelte Papplage wasserdicht gemacht ist. Die Firste tragen Laternenaufbauten, die jeweils zwischen den vorletzten Bindern liegen und mit 7 mm starkem Drahtglas abgedeckt sind. An den Seiten der Laternen sind feste Stabläden (Jalousien, Abb. 7 Bl. 52) und am Giebel durchlaufende Dunsthauben angebracht. Von Verwendung von Glasschürzen ist vorläufig abgesehen; sie sind jedoch bei der Berechnung der Portale und Binder berücksichtigt; ebenso ist eine künftige Verlängerung der Hallen mit in Rechnung gezogen.

Als Windschutz gegen seitlichen Wind erhielt die Südseite der südlichen Seitenhalle eine durchgehende, oben offene und unten geschlossene Fensterwand zwischen Eisenfachwerk (Abb. 3 Bl. 52). Im Norden dient das Empfangsgebäude als Windfang (Abb. 1 Bl. 53), und man hat aus diesem Grunde von einer vollständigen Schutzwand absehen können. Die Ausbildung der Nordwand zeigt Abb. 4 Bl. 52, sie soll einmal als Abschluß dienen und dann die Wartesäle gegen Sicht von den Bahnsteigen aus schützen. Diejenigen drei Felder jedoch, die symmetrisch zum Treppenaufgang des Hauptbahnsteigtunnels liegen, sind vollständig eingeglast, um jenen gegen seitlichen Schlagregen zu schützen.

Die Pfetten sind hauptsächlich als Gerberträger und in den Endfeldern als Träger auf drei Stützen mit überkragenden Enden ausgeführt, und zwar die eingehängten Teile im dritten, fünften und zehnten Felde der zwölffeldrigen Halle. Je zwei Binder, zwischen denen keine Gelenke liegen, sind durch Windverbände zu einer Gruppe verbunden. Die Windverbände in den Endfeldern der Dachebenen dienen zur Aufnahme sämtlicher auf die Schürzen, die Stirnwände der Laternen und die Dachhaut wirkenden Windkräfte.

Belastungen.

a) Eigengewicht. Das Gewicht der Eisenkonstruktion der Halle wurde auf Grund einer überschlägigen Gewichtsberechnung, ausschließlich Stützen und Portale, zu 75 kg/qm angenommen und in den Pfettenauflagern und Firstpunkten der Oberlichtaufsätze wirkend gedacht.

Das Gewicht des Oberlichtes, das von Gebrüder Alb in Feuerbach nach eigenem Patente ausgeführt worden ist, beträgt einschließlich 7 mm starkem Drahtglas 26 kg/qm Grundrißfläche.

Die festen Stabläden aus 3 mm starkem, verzinktem Blech wiegen 40 kg/qm Ansichtsfläche.

Die Dachhaut, bestehend aus Bimsbeton mit Eiseneinlagen und doppelter Papplage, besitzt ein Gewicht von 115 kg/qm Dachfläche. Für die in Zinkblech ausgeführten Rinnen wurden für die Mittelhalle 20 kg/m und für die Seitenhallen je 10 kg/m angenommen. Die Dunsthauben auf den Dachreitern, für welche 2 mm starkes Blech verwendet wurde, sind einschließlich der Befestigungseisen mit 12 kg/m berücksichtigt.

b) Nutzlast.

1. Schneebelastung = 75 kg/qm Grundfläche. Die Lastverteilung wurde hierfür im allgemeinen gleichmäßig vorausgesetzt; nur für die Binder wurde mit Rücksicht darauf, daß bei der Form der Dachfläche leicht Schneeanhäufungen oder Schneeleere eintreten können, die ungünstigste Lastverteilung mit Hilfe von Einflußflächen ermittelt.

2. Windbelastung = 150 kg/qm senkrecht getroffener Dachfläche, wobei die Windrichtung unter 10° einfallend angenommen ist.
3. Bei der Berechnung der Bimsbetondecke und Pfetten ist außer den Belastungen unter 1 und 2 noch eine Einzellast von 100 kg für einzelne Arbeiter an ungünstigster Stelle eingeführt worden.
4. Mögliche Wärmeunterschiede 35° C gegen die Aufstellungstemperatur, die zu + 10° angenommen wurde.

Zulässige Beanspruchungen.

a) Flußeisen.
 1. Bei Belastung durch Einzelgewicht, Schnee und einzelne Arbeiter 1200 kg/qm.
 2. Bei Belastung durch Einzelgewicht, Schnee, einzelne Arbeiter und Wind 1600 kg/qm.
 3. Für gedrückte Bauglieder ist mindestens eine vierfache Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel nachzuweisen.

b) Die Niete dürfen auf Abscheren mit 1000 kg/qcm und auf Lochleibungsdruck mit 2000 kg/qcm beansprucht werden.
c) Gußeisen auf Druck 500 kg/qcm.
d) Gußstahl auf Druck 1200 kg/qcm.
e) Mauerwerk in Zementmörtel ausgeführt auf Druck 12 kg/qcm.
f) Basaltlava-Auflagersteine 40 kg/qcm.
g) Drahtglas: zulässige Beanspruchung = $^1/_3$ Bruchfestigkeit.
h) Druckfestigkeit von Bimsbeton 25 kg/qcm.
i) Bodenpressung = 4 kg/qcm.

Für den statischen Nachweis der Konstruktionen war eine ausgedehnte Berechnung notwendig, die sich hauptsächlich auf das in der Graphischen Statik der Baukonstruktionen von H. F. B. Müller-Breslau, Band II, veröffentlichte Verfahren, sowie noch auf Vorträge desselben Verfassers stützt. Im folgenden sollen die Grundzüge der Berechnung und einige bauliche Einzelheiten gegeben werden.

Nördliche und südliche Seitenhalle. Die Binder der Seitenhallen erhielten die Form eines Kreisbogens; für die Berechnung wurde jedoch zur Vereinfachung eine Parabel zugrunde gelegt, die dem wirklichen Kreisbogen sehr nahe kommt. Die Stützweite der nördlichen Halle beträgt 15,70 m, diejenige der südlichen Halle 19,90 m; die Pfeilhöhe 3,50 m und die Binderentfernung 8,50 m.

Der Binder ist ein Zweigelenkbogen mit aufgehobenem wagerechten Schub, mithin innerlich einfach statisch unbestimmt. In Anlehnung an das von H. F. B. Müller-Breslau veröffentlichte Verfahren sind die senkrecht wirkenden Kräfte mit Hilfe von Einflußflächen und die beliebig wirkenden Kräfte (Wind) unter Zuhilfenahme von Verschiebungsplänen berücksichtigt. Diese wurden aus den Einflußflächen für die lotrechten Lasten und mit Hilfe des Stabzugverfahrens unter Verwertung von stellvertretenden steifen Stabzügen ermittelt.

Für die Einflußlinie des wagerechten Schubes ergibt sich in Hinsicht auf die unveränderliche Querschnittshöhe des Bogens und die parabolische Bogenform eine gemeine Parabel von der Pfeilhöhe

$$z = \frac{3 \cdot P \cdot l}{16 f} \nu$$

worin

$$\nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{1}{f^2}\left(\frac{J_c}{F_b} + \frac{J_c}{F_z}\right)}$$

bedeutet.

Die Einflußflächen für die Momente infolge lotrechter Belastung ergaben sich aus der Beziehung (Text-Abb. 1)

$$M_m = M_{om} - H(y_m - f_m)$$
$$= y_m - f_m\left(\frac{M_{om}}{y_m - f_m} - H\right),$$

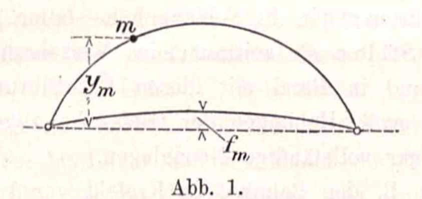


Abb. 1.

wobei M_{om} das Moment des einfachen Balkens von der Stützweite l bedeutet,

m = Ordnungsziffer des Momentenpunktes,
y_m = lotrechter Abstand des Kernpunktes von der Schlußlinie,
F_b = Querschnittsfläche des Bogens,
F_z = Querschnittsfläche der Zugstange,
J_c = Mittelwert des Trägheitsmomentes des Bogens,
f_m = lotrecher Abstand eines Zugstangenpunktes von der Schlußlinie,
l = Abstand der Bogengelenke.

Für das Moment aller Lasten für einen Punkt m der Gurtung erhalten wir auf Grund eingangs erwähnten Rechnungsganges die Formel

$$M_m = y_m - f_m(\Sigma Pg_m \cdot \eta_m + \Sigma Ps_m \cdot \eta_m + \Sigma P_{wm} \cdot \delta_m).$$

Hierin bedeuten:

Pg = Knotenlast aus ständiger Belastung,
Ps = Knotenlast aus Schneelast,
P_w = Knotenlast aus Windlast,
η = Ordinate der Einflußfläche für lotrechte Lasten,
δ_m = Verschiebung des Angriffpunktes m im Sinne von P_w.

In Tabelle I und II (S. 419) sind die erhaltenen Momente, Querschnitte und Beanspruchungen zusammengestellt. Die konstruktive Durchbildung lassen die Abbildungen auf Bl. 52 zur Genüge erkennen.

Mittelhalle. Die Binder der Mittelhalle werden gebildet von vollwandigen Dreigelenkbogen mit gesprengter Zugstange, die an der Übergangsstelle des bogenförmigen in den lotrechten Teil angreift. Das System ist als innerlich einfach statisch unbestimmt in die Berechnung eingeführt. Als unbekannte X ist der wagerechte Zug X_x der Zugstange eingeführt. Dem bogenförmigen Teil ist ein Kreisbogen zugrunde gelegt. Die Stützweite der Halle beträgt 24 m und der Halbmesser des Bogens ist zu 13,80 m angenommen; daraus ergibt sich die Bogenhöhe h = 6,985 m.

Bezeichnen in Text-Abb. 2 X_x die Spannung in der Zugstange und H den wagerechten Kämpferschub, so bestimmt sich für den vorliegenden vollwandigen Träger X_x in

ähnlicher Weise, wie bei einem Fachwerkbogen mit unveränderlicher Querschnittshöhe, bei welchem der Einfluß der Füllungsglieder auf X_x vernachlässigt wird. Der halbe Bogenquerschnitt ist hierbei als Ober- oder Untergurt anzusehen.

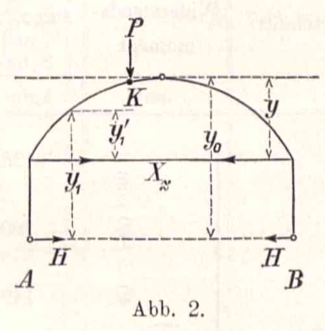


Abb. 2.

Als Gurtlinien sind die Kernlinien eingeführt, deren Abstand von der Nullachse sich auf Grund überschlägiger Querschnittsermittlung zu etwa 12 cm ergab. Die Berechnung von X_x erfolgte in Anlehnung an das von Müller-Breslau, Band II, Jahrgang 1903, Seite 196, veröffentlichte Verfahren, und zwar fand die Formel

$$H_k = P \frac{M_{wk}}{\Sigma Z_m} \quad . \ . \ . \ . \ . \ (1)$$

sinngemäße Anwendung.

H_k = wagerechter Schub infolge P in Punkt K. Trägt man nun die durch diese Formel gewonnenen Werte H an eine wagerechte Nullinie an, so entsteht die X_x-Linie.

Die Ermittlung der im Binder wirkenden größten Momente erfolgte beim bogenförmigen Teil mittels Einflußflächen, für deren Bestimmung außer der X_x-Linie noch die H-Linie erforderlich ist. H bestimmt sich aus

$$M_0 - X_x \cdot y - H \cdot y_0 = 0.$$

$$H = \frac{M_0 - X_x \cdot y}{y_0} = \frac{M_0}{y_0} - \frac{X_x \cdot y}{y_0} \quad . \ . \ (2)$$

Hierin bedeutet M_0 das Moment des einfachen Balkens auf zwei Stützen A und B, erzeugt durch eine Kraft P in bezug auf den Scheitel. Durch Wegfall der Zugstange geht der Bogen in einen statisch bestimmten Dreigelenkbogen über, dessen Scheitelmoment sich bestimmt aus $M_0 = H_0 \cdot y_0$, worin H_0 = Kämpferdruck. Setzt man nun diese Gleichung nach Umformung für H in die Gleichung 2 ein, erhält man

$$H = H_0 - \frac{X_x \cdot y}{y_0}.$$

Es entsteht mithin die H-Linie aus der H_0-Linie durch Verkürzung der Ordinaten um den Betrag $\frac{X_x \cdot y}{y_0}$. Die Bedeutung von y und y_0 erkennt man aus Text-Abb. 2.

Der untere Teil des Bogens vom Fußgelenk bis zum Zugstangenangriff berechnet sich nur aus dem durch die H-Linie ermittelten Kämpferdruck; dagegen bestimmen sich die Momente für den bogenförmigen Teil aus der Gleichung

$$M = M_0 - H \cdot y_1 - X_x \cdot y_1'.$$

In der Tabelle III (S. 421) sind die Momente usw. zusammengestellt, wie sie sich auf Grund obigen Rechnungsganges ergeben haben. Einzelheiten der Konstruktion sind auf Bl. 52 dargestellt.

Auf den gelenkartigen Anschluß der Seitenhallen an die Mittelhallen wurde besondere Sorgfalt verwendet. Unter allen Umständen wollte man es vermeiden, die Platten oder die Gurtwinkel auszuklinken und dadurch den Querschnitt zu schwächen, und so kam man auf die Anordnung, die Abb. 9 bis 11 Bl. 52 zeigt. In das Stegblech des Dreigelenkbogens ist ein Bolzen eingesetzt, der in zwei Stahlgußbügeln sitzt, welche um die Platten und Winkelflanschen herumgreifen und mit dem Binder der Seitenhalle fest verschraubt sind.

Rahmen; Verbände in Endfeldern. Die durch die wagerechten Windträger der Schürzen und durch die Windverbände der Dachebene ausgeübten Auflagerdrücke werden durch halbrahmenförmige Fachwerke zwischen den Säulen in den Endfeldern der Mittelhalle und durch steif ausgebildete Diagonalkreuze in den Endfeldern der Längswände der Seitenhallen in die Fundamente geleitet. Die Rahmen sind äußerlich einfach statisch unbestimmte Zweigelenkbogen, die Diagonalkreuze sind innerlich einfach statisch unbestimmt.

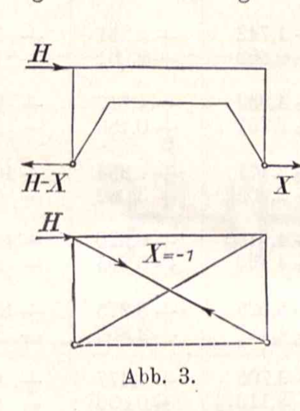


Abb. 3.

Die statisch unbekannte Größe X (Text-Abb. 3) bestimmt sich aus der Arbeitsgleichung

$$L - \Sigma S' \cdot \varepsilon \cdot t \cdot s = \Sigma S_0 \cdot S' \cdot \varrho - X \Sigma S'^2 \cdot \varrho.$$

Hierin bedeuten:

L = Arbeit der infolge $X = -1$ hervorgerufenen Auflagerkräfte,

ε = Ausdehnungskoeffizient für Flußeisen = 0,0000118.

S' = Stabkräfte infolge $X = -1$,

t = Wärmeänderung in Celsiusgraden,

S_0 = Stabkräfte für die äußeren Lasten bei dem Zustand $X = 0$,

s = Stablänge, F = Stabquerschnitt,

E = Elastizitätsmodul für Flußeisen = 2150000 kg/qcm,

$\varrho = \frac{s}{E \cdot F}$.

Für die Ermittlung der Stabkräfte gilt nachfolgende Beziehung:

$$S = S_0 - S' \cdot X.$$

Unter der Voraussetzung starrer Widerlager wird $L = 0$, und die erste Gleichung geht über in

$$-\Sigma S' \cdot \varepsilon \cdot t \cdot s = \Sigma S_0 \cdot S' \varrho - X \Sigma S'^2 \cdot \varrho,$$

hieraus

$$X = \frac{\Sigma S_0 \cdot S' \cdot \varrho}{\Sigma S'^2 \cdot \varrho} + \frac{\Sigma S' \cdot \varepsilon \cdot t \cdot s}{\Sigma S'^2 \cdot \varrho}$$

oder

$$X = X' + X_t,$$

die endgültigen Stabkräfte ergeben sich mithin aus

$$S = S_0 - X'S' \pm X_t \cdot S'.$$

Südliche Fensterwand (Abb. 3 Bl. 52). Der obere Längsträger dient zum Tragen der Glaswand und zum Übertragen der Windkräfte auf die Säulen. Für Ober- und Untergurt sind Winkeleisen 75×75×8 mm und für die Diagonalen aus konstruktiven Gründen 50×50×5 mm gewählt worden. Der untere Längsträger ist zur Erzielung des Abschlusses gegen die Kiesbettung mit Beton ausgestampft.

Tabelle I. Regelbinder der nördlichen Halle.

Zusammenstellung der Momente, Querschnitte, Beanspruchungen usw.

Kernpunkt	Kernmomente, herrührend von			Größte Kernmomente, herrührend von		Gewählter Querschnitt	Vorhandenes Widerstandsmoment	Größte Beanspruchung für	
	ständ. Last mt	Schnee mt	Wind mt	ständ. Last und Schnee mt $\sigma = 1200$ kg/qcm	ständ. Last, Schnee und Wind mt $\sigma = 1600$ kg/qcm		cm³	ständ. Last und Schnee kg/qcm	ständ. Last, Schnee und Wind kg/qcm
1°	− 0,134	+ 0,632 − 1,052	+ 1,373 − 1,443	+ 0,498 − 1,186	+ 1,871 − 2,629	2 ⊏ N.P. 28 (65 – 150 – 65; 20; 20)	$W_o = W_u = 2 \cdot 450 - \left(\frac{2 \cdot 17^2}{6} - \frac{2 \cdot 13^2}{6}\right)$ $= 900 - (96{,}4 - 56{,}4) = 900 - 40 = 860$ ccm	138	306
1ᵘ	+ 2,272	+ 1,079 − 0,191	+ 1,742 − 0,386	+ 3,351 + 2,081	+ 5,093 + 1,695			390	592
2°	+ 2,245	+ 2,472 − 2,062	+ 4,932 − 2,751	+ 4,717 + 0,183	+ 9,649 − 2,568			549	1122
2ᵘ	+ 4,416	+ 2,948 − 1,354	+ 3,471 − 2,905	+ 7,364 + 3,062	+ 10,835 − 0,157			856	1260
3°	+ 3,031	+ 3,489 − 2,136	+ 4,915 − 4,493	+ 6,520 + 0,895	+ 11,435 − 3,598			758	1330
3ᵘ	+ 4,473	+ 3,802 − 1,617	+ 5,025 − 4,427	+ 8,275 + 2,856	+ 13,300 − 1,571			962	1547
4°	+ 1,480	+ 2,997 − 1,536	+ 3,705 − 6,113	+ 4,477 − 0,056	+ 8,182 − 6,169			521	951
4ᵘ	+ 3,759	+ 3,800 − 1,095	+ 3,885 − 3,616	+ 7,559 + 2,664	+ 11,444 − 0,952			879	1331
5°	+ 1,076	+ 2,510 − 0,934	− 0,513 − 0,513	+ 3,586 + 0,142	+ 3,073 − 0,371			417	357
5ᵘ	+ 2,833	+ 3,169 − 0,535	+ 0,715 + 0,715	+ 6,002 + 2,298	+ 6,717 + 3,013			698	781

Tabelle II. Regelbinder der südlichen Halle.

Zusammenstellung der Momente, Querschnitte, Beanspruchungen usw.

Kernpunkt	Kernmomente, herrührend von			Größte Kernmomente, herrührend von		Gewählter Querschnitt	Vorhandenes Widerstandsmoment	Größte Beanspruchung für	
	ständ. Last mt	Schnee mt	Wind mt	ständ. Last und Schnee mt $\sigma = 1200$ kg/qcm	ständ. Last, Schnee und Wind mt $\sigma = 1600$ kg/qcm		cm³	ständ. Last und Schnee kg/qcm	ständ. Last, Schnee und Wind kg/qcm
1°	− 0,946	+ 0,729 − 1,570	+ 1,156 − 2,165	− 0,217 − 2,516	+ 0,939 − 4,681	80.80.12; ⌀20; 280.10	750,5	335	624
1ᵘ	+ 3,270	+ 1,467 − 0,142	+ 2,037 − 0,464	+ 4,737 + 3,128	+ 6,774 + 2,664			631	903
2°	+ 2,028	+ 3,195 − 3,181	+ 4,793 − 5,476	+ 5,223 − 1,153	+ 10,016 − 6,629	180.10; ⌀20; 80.80.12; 280.10	1060	493	945
2ᵘ	+ 6,213	+ 4,002 − 1,843	+ 6,199 − 4,085	+ 10,201 + 4,370	+ 16,400 + 0,285			962	1547
3°	+ 4,129	+ 4,853 − 3,642	+ 7,212 − 7,458	+ 8,982 + 0,487	+ 16,194 − 6,971	180.10; ⌀20; 80.80.12; 280.10	1414,5	635	1145
3ᵘ	+ 7,862	+ 5,662 − 2,560	+ 7,948 − 6,061	+ 13,524 + 5,302	+ 21,472 − 0,759			956	1518
4°	+ 4,473	+ 5,406 − 3,082	+ 7,261 − 7,320	+ 9,879 + 1,391	+ 17,140 − 5,929			698	1212
4ᵘ	+ 7,923	+ 6,362 − 2,245	+ 8,150 − 7,129	+ 14,285 + 5,678	+ 22,435 − 1,451			1010	1586
5°	+ 2,282	+ 4,382 − 1,932	+ 3,672 − 4,156	+ 6,864 + 0,550	+ 10,536 − 3,606			485	745
5ᵘ	+ 5,988	+ 5,633 − 1,360	+ 7,052 − 3,036	+ 11,621 + 4,628	+ 18,673 + 1,592			822	1320
6°	+ 2,184	+ 3,938 − 1,281	− 0,136 − 0,136	+ 6,122 + 0,903	+ 5,986 + 0,767	180.10; ⌀20; 80.80.12; 280.10	1060	578	565
6ᵘ	+ 5,422	+ 5,183 − 0,837	− 0,977 − 0,977	+ 10,605 + 4,585	+ 9,628 + 3,608			1000	908

Tabelle III. Regelbinder der Mittelhalle.

Zusammenstellung der Momente, Querschnitte, Beanspruchungen usw.

Kern-punkt	Kernmomente, herrührend von						Größte Kernmomente, herrührend von		Gewählter Querschnitt	Vorhandenes Widerstands-moment	Größte Beanspruchung für	
	ständ. Last	Schnee	Wind				ständ. Last und Schnee	ständ. Last, Schnee u. Wind			ständ. Last u. Schnee	ständ. Last, Schnee und Wind
			Richtung Nord-Süd		Richtung Süd-Nord		mt	mt				
	mt	mt	lotrecht	wagerecht	lotrecht	wagerecht	σ = 1200 kg/qcm	σ = 1600 kg/qcm		cm³	kg/qcm	kg/qcm
2 o 2'o	— 9,735	+ 0,272 — 4,847	— 1,203 — 2,676	+ 25,056 — 25,760	— 2,491 — 1,218	— 33,779 + 33,254	— 14,582	— 50,852	260.13; ∠110.110.14; 300.13; ∠110.110.14; x; y	3486	Ist stets kleiner als für Eigengewicht, Schnee und Wind.	1459
2 u 2'u	— 4,745	+ 1,369 — 2,883	+ 0,263 — 1,147	+ 23,626 — 24,957	— 1,162 + 0,248	— 32,959 + 31,849	— 7,628	— 41,749				1198
3 o 3'o	— 9,246	+ 1,199 — 8,176	— 0,540 — 5,266	+ 26,041 — 24,988	— 5,281 — 0,555	— 32,346 + 33,326	— 17,422	— 55,049				1579
3 u 3'u	— 4,635	+ 2,350 — 5,902	+ 0,711 — 3,920	+ 24,843 — 24,314	— 3,935 + 0,696	— 31,647 + 32,151	— 10,537	— 46,119				1326
4 o 4'o	— 6,549	+ 4,057 — 10,314	+ 1,675 — 6,905	+ 25,903 — 22,376	— 6,920 + 1,660	— 29,962 + 32,128	— 16,863	— 53,745				1541
4 u 4'u	— 3,722	+ 4,287 — 8,651	+ 2,631 — 5,950	+ 24,753 — 22,786	— 5,965 + 2,616	— 29,350 + 31,090	— 12,373	— 47,688				1368
5 o 5'o	— 7,025	+ 5,253 — 11,813	+ 2,879 — 8,210	+ 23,321 — 20,923	— 8,225 + 2,764	— 26,697 + 28,376	— 18,838	— 53,760				1542
5 u 5'u	— 0,828	+ 6,061 — 8,416	+ 4,436 — 6,482	+ 22,719 — 20,390	— 6,497 + 4,421	— 26,153 + 27,775	— 9,244	— 41,894				1202
6 o 6'o	— 4,643	+ 6,444 — 11,213	+ 3,545 — 7,827	+ 19,146 — 17,600	— 7,845 + 3,527	— 22 239 + 22 970	— 15,856	— 45,940				1318
6 u 6'u	— 0,372	+ 7,105 — 9,398	+ 4,641 — 6,448	+ 18,828 — 17,106	— 6,466 + 4,623	— 21,636 + 22,660	— 9,770	— 37,872				1086
7 o 7'o	— 4,295	+ 5,545 — 8,830	+ 4,528 — 6,412	+ 12,554 — 12,805	— 6,430 + 4,510	— 16,140 + 14,866	— 13,125	— 35,695	260.13; 300.13; ∠110.110.14	2690		1327
7 u 7'u	— 0,520	+ 6,384 — 7,454	+ 5,474 — 5,207	+ 12,575 — 12,340	— 5,225 + 5,456	— 15,665 + 14,888	— 7,974	— 28,864				1073
8 o 8'o	— 4,659	+ 3,419 — 6,132	+ 2,437 — 4,088	+ 5,303 — 7,298	— 4,106 + 2,419	— 9,263 + 6,150	— 10,791	— 24,160	260.13; 300.13; ∠110.110.14	1923		1257
8 u 8'u	— 3,809	+ 4,214 — 5,141	+ 3,386 — 3,260	+ 5,753 — 6,848	— 3,278 + 3,368	— 8,804 + 6,608	— 8,950	— 21,032				1094
1 α 1'α	— 5,166 — 5,562	+ 1,941 + 1,781 } — 2,575	— 0,403 — 0,190	+ 23,717 — 25,770	+ 0,194 — 0,417	— 34,156 + 32,425	— 8,137	— 41,703	260.13; ∠110.110.14	3486	$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$; $P = 53{,}16$ t	1345
1 i 1'i	+ 2,098 + 2,494	+ 4,007 + 4,167 } — 1,481	+ 1,237 + 0,644	+ 22,951 — 25,004	+ 0,648 + 1,259	— 33,220 + 31,490	+ 6,661	+ 39,410		$F_4 = 357{,}8$ qcm		1280
10 a 10'a	— 3,734 — 4,130	+ 0,946 + 0,786 } — 1,897	— 0,543 + 0,050	+ 15,907 — 17,273	+ 0,053 — 0,458	— 22,881 + 21,730	— 6,027	— 28,459	260.13; 300.13; ∠110.110.14	2690		1241
10 i 10'i	+ 3,530 + 3,926	+ 3,012 + 3,172 } — 0,803	+ 1,097 + 0,504	+ 15,141 — 16,507	+ 0,507 + 1,118	— 21,945 + 20,794	+ 7,098	+ 29,010		$F_3 = 290{,}2$ qcm		1261
11 a 11'a	— 3,683 — 4,078	— 0,044 — 0,204 } — 1,222	— 0,681 — 0,088	+ 8,145 — 8,828	— 0,087 — 0,698	— 11,674 + 11,099	— 5,300	— 16,666	260.13; 300.13; ∠110.110.14	1923		1105
11 i 11'i	+ 3,581 + 3,976	+ 2,022 + 2,182 } — 0,128	+ 0,959 + 0,366	+ 7,379 — 8,062	+ 0,367 + 0,978	— 10,738 + 10,163	+ 6,158	+ 17,295		$F_2 = 222{,}6$ qcm		1108

Nördliche Längswand (Abb. 4 Bl. 52). Für die Ausführung dieser Glaswand waren fast nur dekorative und praktische Gründe maßgebend. Der obere Längsträger ist entsprechend dem der Südwand mit Rücksicht auf die Längssteifigkeit der Hallen angebracht worden. Der untere Träger ist ebenfalls ausbetoniert und schließt den Bahnsteig gegen das Empfangsgebäude ab.

Oberlicht und Stabladenlüfter. Abb. 7 Bl. 52 zeigt die durchgeführte Anordnung. Die Stabläden sind fest und in der Längsrichtung durch Diagonalverband versteift. — Die Abdeckung der Oberlichter führte Gebr. Alb in Feuerbach nach eigenem Patent aus.

Monier-Dacheindeckung. Für die Berechnung der Plattenstärke der Monier-Dacheindeckung wurde eine Gesamtlast von 300 kg/qm zugrunde gelegt.

Eigengewicht aus Bimsbeton und Papplage	120	kg/qm
„ „ Schneelast	75	„
„ „ Windbelastung . . .	105	„
	300	kg/qm.

Wagerechte Projektion (Text-Abb. 4).

Das größte Moment ist dann

$$M_{\max} = 300 \frac{1{,}75^2}{10} = 92 \text{ mkg.}$$

Hieraus ergibt sich die Plattenstärke zu

$$h = 0{,}443 \sqrt{92} + 1{,}2 = 5{,}5 \text{ cm} \quad \text{(Text-Abb. 5)}$$

und der erforderliche Eisenquerschnitt zu

$$f_e = 0{,}254 \sqrt{92} = 2{,}44 \text{ qcm.}$$

Gewählt wurden 5 Rundeisen 7 mm Durchmesser
5 „ 5 „ „
mit $f_e = 2{,}9$ qcm.

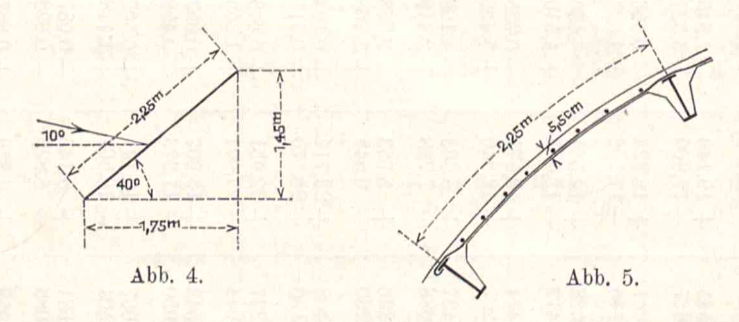


Abb. 4. Abb. 5.

Entwässerung. Für die Entwässerung zwischen den Seitenhallen und der Mittelhalle sind nicht wie sonst häufig betonierte Rinnen, sondern Kastenrinnen aus Zinkblech verwandt worden, um nicht durch die starre Konstruktion die Beweglichkeit des gelenkartigen Anschlusses zu beeinträchtigen. Für die Außenseiten sind halbkreisförmige Rinnen aus Zinkblech verwandt worden. Abfallrohre befinden sich an jeder Stütze der Mittelhalle und an jeder zweiten Säule der Seitenhallen.

Aufstellung. Die Aufstellung mußte unter sehr schwierigen Verhältnissen durchgeführt werden (vgl. Abb. 2 u. 3 Bl. 53). Die fünf Gleise, die mittels der neuen Halle überdacht werden sollten, blieben ständig im Betrieb, und zwar drei davon als Durchgangsgleise und zwei als Baugleise. Auf diesen verkehrten die Züge mit den Baustoffen für die Anschüttungsarbeiten, die beinahe während der ganzen Aufstellung noch andauerten. Die Baustelle war gewissermaßen immer in Bewegung.

Für die Knotenpunktlasten war der lockere erst aufgeschüttete Boden nicht tragfähig, und man konnte unter diesen Umständen fahrbare Krane oder Gerüste zur Aufstellung nicht verwenden. Die Möglichkeit eines Umkippens lag sehr nahe und erhöhte die Gefährlichkeit der Arbeit in dem Maße, daß der Unternehmer die Verantwortung hierfür nicht übernehmen wollte. Von dem Bau eines festen Gerüstes mußte ebenfalls abgesehen werden. Man war also auf den Transport mit der Hand und auf Standbäume zum Hochziehen angewiesen. Für diese mußten oft auch erst ebene Standplätze durch Balkenstapel geschaffen werden.

Begonnen wurde mit der Aufstellung der Mittelhalle Mitte Juli 1907, dann folgte die Südhalle und schließlich die Nordhalle. Tagüber schaffte man meistenteils die Bauglieder herbei und legte sie an Ort und Stelle bereit, um sie dann nachts während der größeren Zugpausen hochzuziehen und einzubauen. Mitte Oktober begann man mit der Betonierung des Daches und der Glaseindeckung, und am 5. Dezember 1907 waren trotz aller Schwierigkeiten, welche der Verkehr unter den Hallen mit sich brachte, die Hallen ohne jeden bemerkenswerten Unfall vollständig fertiggestellt. Mit der Ausführung der Hallenanlage war auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund, betraut worden.

Einige Gewichte dürften vielleicht noch Beachtung verdienen:

Binder der nördlichen Halle (ohne Aufbau) . .	2035 kg
„ „ südlichen „ „ „ . .	3595 „
„ „ Mittelhalle „ „ . .	12340 „

Das ganze Gewicht einschl. Stahl und Gußeisen beträgt 520370 kg = 85,6 kg/qm überdachter Fläche.

Der Gesamtpreis für die Halle mit Einschluß der Beton- und Glaseindeckung beträgt rd. 234000 Mark = 38,50 Mark f. d. qm überdachter Fläche.

Karl Wilsdorf, Regierungsbaumeister.

Beiträge zur zeichnerischen Massenermittlung, Massenverteilung und Förderkostenbestimmung der Erdarbeiten.

Vom Diplomingenieur R. Schütz in Darmstadt.

(Mit zeichnerischen Darstellungen auf Blatt 54 bis 56 im Atlas.)

Inhaltsverzeichnis.

I. Verfahren zur zeichnerischen Massenermittlung, Massenverteilung und Förderkostenbestimmung der Erdarbeiten.

Bei den allgemeinen und ausführlichen Vorarbeiten für Straßen, Eisenbahnen und Kanäle ist zur Vergleichung verschiedener Möglichkeiten der Linienführung eine Übersicht über die Art der Ausführung der Erdarbeiten und deren Kosten erforderlich. Hierzu müssen die Größe der zu bewegenden Massen, die zugehörigen Förderwege und Förderhöhen und die günstigste Verteilung der einzelnen Massen ermittelt werden.

Um sich über diese Punkte bei verschiedenen Entwürfen Rechenschaft ablegen zu können, gibt es zwei Verfahren, die beide im Gebrauch sind, nämlich die Ermittlung auf rechnerischem und auf zeichnerischem Wege. Bei einigermaßen schwierigen Verhältnissen erfordert das rechnerische Verfahren bei gründlicher Durchführung viel Arbeit, Zeit und Ausdauer. Das zeichnerische Verfahren dagegen gibt uns ein einfaches Mittel an die Hand, um in verhältnismäßig kurzer Zeit auf zeichnerischem Wege und mit einem Mindestmaß an Rechenarbeit auf sehr übersichtliche Weise die Größe der zu bewegenden Massen, die zugehörigen Förderwege, und damit die günstigste Massenverteilung und die ihr entsprechenden Förderkosten für verschiedene Versuchslinien aufzustellen. Durch Kostenvergleich läßt sich sodann die günstigste Linienführung finden. Letzteres Verfahren ist daher dem mühseligen und zeitraubenden rechnerischen Verfahren vorzuziehen. Das zeichnerische Verfahren, das hier ausschließlich behandelt werden soll, ist von dem bayerischen Ingenieur Bruckner aus Neustadt a. d. Hardt erfunden und wurde von Bauernfeind, Culmann, Eickemeyer, Winkler, Launhardt und Goering weiter ausgebildet.

Das von Bruckner 1842 bis 1844 ersonnene und 1856 durch Bauernfeind veröffentlichte Verfahren[1]), von letzterem Massennivellement genannt, gibt uns eine planmäßige Anleitung zur Verteilung der Erdmassen und zur Bestimmung der Förderweiten für bei größeren Erdarbeiten vorkommende Ab- und Auftragmassen, die sich nicht innerhalb zweier unmittelbar aufeinanderfolgenden Querschnitte ausgleichen, bei denen also mit anderen Worten Längsförderung in Frage kommt. Die Herstellung des Massennivellements nach Bruckner setzt jedoch die Berechnung der Auf- und Abtragmassen voraus. Zu diesem Zwecke teilt er im Höhenplan die Ab- und Aufträge in einzelne Streifen und berechnet die Größe der zwischen den einzelnen Querschnitten liegenden Massen. Mit Hilfe dieser berechneten Massen stellt er die sogenannte Massentabelle auf, in der er fortlaufend von einer beliebigen Anfangsmasse aus zu derselben die Abtragmassen als vorhandene Massen positiv, die Auftragmassen als fehlende Massen negativ hinzufügt. Die Größe der Anfangsmasse ist selbstverständlich ganz beliebig, da es sich hier nur um die Unterschiede handelt. Nach Maßgabe dieser Tabelle wird nun eine zeichnerische Zusammenrechnung der einzelnen Massenteile eines Ab- oder Auftrags vorgenommen, indem von einer Wagerechten aus die einzelnen vor einer beliebigen Ordinate (Querschnitt) liegenden Massen auf dieser in einem beliebigen Massenmaßstab aufgetragen werden. Die Verbindungslinie der so entstandenen Punkte ergibt das Massennivellement.

Das Massennivellement gibt uns Aufschluß einerseits über die Größe der in den einzelnen Einschnitten und Dämmen vorhandenen oder fehlenden Massen, anderseits über die Lage der einzelnen Gewinnungs- und Verwendungsstellen (Text-Abb. 1).

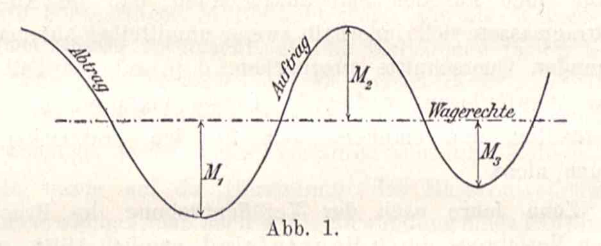


Abb. 1.

Bruckner findet sodann als wichtige Eigenschaft des Massennivellements, daß jede durch dasselbe gelegte Wagerechte einen möglichen Massenausgleich ergibt.[2]) Den zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Schnittpunkten der Wagerechten mit dem Massennivellement gelegenen Teil des letzteren, in dem Massenausgleich stattfindet, bezeichnet er mit Sektion. Die an den Enden des Massennivellements übrig bleibenden, sich nicht ausgleichenden Massen stellen die notwendig werdenden Ablagerungen und Seitenentnahmen dar.

Außer der Größe der Massen kommt jedoch für die Kostenbestimmung noch der Förderweg in Frage. Um die Förderweite zu bestimmen, schlägt Bruckner zwei Wege vor.[2]) Bei dem ersteren nimmt er eine Teilung der einzelnen vorkommenden Sektionen in Streifen nach Text-Abb. 2 vor und erhält auf diese Weise für jeden Massenteil m_n die zugehörige Förderweite s_n als mittlere Breite der einzelnen Streifen.

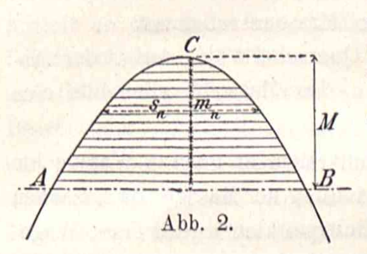


Abb. 2.

Diese Werte m_n und s_n geben die Grundlage für die Kostenberechnung ab, indem für jeden Streifen die entsprechenden Kosten aufgestellt und diese zuletzt summiert werden. Rascher zum Ziel führt der zweite Vorschlag. Die mittlere Ent-

1) Grundriß der Vorlesungen über Erd- und Straßenbau von Prof. Dr. C. N. v. Bauernfeind, München 1875 S. 139 u. f.

2) Bauernfeind, Erd- und Straßenbau, S. 144 und S. 148.

fernung, auf die die Masse M zu fördern ist, läßt sich darstellen als F/M, worin F der Flächeninhalt der durch die Sektion gebildeten Fläche $ABCA$ und M die ganze in der betreffenden Sektion zu fördernde Masse ist. M ist ohne weiteres durch Abgreifen aus der Zeichnung zu entnehmen, F ist durch Planimetrieren zu finden. Auf die Förderarten und die Förderkosten selbst ist nicht weiter eingegangen. Ebenso läßt sich nach Bruckner die günstigste Lage der Wagerechten, die dem Mindestmaß der Kosten entspricht, nur durch einen gesamten Kostenvergleich für verschiedene Lagen der Wagerechten finden. Dessen ungeachtet ist es das große Verdienst Bruckners, dem Massennivellement von vornherein eine für die Anwendung wertvolle Gestalt gegeben zu haben. Durch das Massennivellement erhält man einen besseren Überblick über die Größe der Auf- und Abtragmassen und die Förderweiten, als dies im Höhenplan geschehen kann, da die zu bewegenden Massen, die zu den Höhen der Querschnitte nicht im Verhältnis stehen, hier als lotrechte Abstände, also als lineare Größen, in die Erscheinung treten. Diese Darstellungsweise ist daher auch allen folgenden Untersuchungen und Erweiterungen des Massennivellements zugrunde gelegt worden.

Bauernfeind gelang es dann, das Brucknersche Verfahren auch auf den Fall auszudehnen, daß die Ab- und Auftragmassen sich innerhalb zweier unmittelbar aufeinanderfolgenden Querschnitte ausgleichen, d. h. auf den Fall, daß auch Querförderung vorliegt.[3]) Dieses Verfahren ist jedoch umständlich und empfiehlt sich für den praktischen Gebrauch nicht.

Zehn Jahre nach der Veröffentlichung des Brucknerschen Verfahrens durch Bauernfeind, nämlich 1866, wurde es durch Culmann, Professor in Zürich, erweitert. In seinem Werke „Graphische Statik" widmete er dem Massennivellement ein besonderes Kapitel[4]) und gab darin folgende wichtige Eigenschaften des Massennivellements an, die jedoch auch Bruckner und Bauernfeind schon zum größten Teil erkannt haben mußten:

1. Aufsteigender Ast im Massennivellement bedeutet Auftrag, absteigender Ast Abtrag (Text-Abb. 1).
2. Höchst- und Tiefstpunkte im Massennivellement entsprechen den Wechselpunkten im Gelände.
3. Je größer die Massen auf die Längeneinheit, um so steiler gestaltet sich das Massennivellement.
4. Höchst- und Tiefstpunkte im Gelände entsprechen den Wendepunkten im Massennivellement.
5. Bei gleichbleibendem Querschnitt des Auf- oder Abtrags bildet die Linie des Massennivellements eine Gerade.
6. Jede durch das Massennivellement gelegte Wagerechte gibt eine mögliche Verteilung der Massen, da zwischen zwei benachbarten Schnittpunkten irgend einer Wagerechten mit dem Massennivellement sich die Massen ausgleichen.
7. Der Flächeninhalt der über oder unter der Wagerechten gelegenen Flächen, Massenberge und Massentäler genannt, ist der jeweiligen mittleren Förderweite und damit auch dem von der Förderweite abhängigen Teil der Förderkosten proportional.
8. In den Bergen wird rückwärts, in den Tälern vorwärts gefördert.

3) Bauernfeind, Erd- und Straßenbau, S. 149.
4) Culmann, Graphische Statik, S. 65 I. Aufl., S. 142 II. Aufl.

Durch Anwendung dieser Eigenschaften des Massennivellements gelang es Culmann, zur Auffindung der günstigsten Massenverteilung für die Lage der Wagerechten folgende Regel anzugeben[5]):

Die Fördersektionen eines aus mehreren Sektionen bestehenden Erdbaues sollen so angeordnet sein, daß die Summe der mit den jeweiligen Kosten multiplizierten Längen aller Sektionen, in denen vorwärts gefördert wird, gleich sei der ebenso gebildeten Summe für alle Sektionen, in denen rückwärts gefördert wird. Dieser Satz ist jedoch nicht genau richtig, da Culmann unter den jeweiligen Kosten nur den veränderlichen Teil der Förderkosten der Masseneinheit auf die Längeneinheit für die betreffende Sektion versteht, und der unveränderliche Teil der Förderkosten doch auch in Rechnung zu ziehen ist. In der ersten Auflage seines Werkes hat er sogar statt der Kosten unmittelbar die entsprechende Förderlänge eingesetzt, was natürlich weit unrichtiger war.[6])

Culmann weist weiter in seiner Graphischen Massenberechnung auch schon auf die Möglichkeit hin, rein zeichnerisch die Massen zu ermitteln, doch verfolgt er diesen Gedanken nicht. Auch schlägt er die Anwendung eines Flächenplanes vor, auf den bei der Besprechung des Göringschen Verfahrens näher eingegangen werden wird.

Einen weiteren Fortschritt bedeutet die 1870 durch Eickemeyer veröffentlichte Schrift „Das Massennivellement und dessen praktischer Gebrauch", indem Eickemeyer zur Bestimmung der Förderkosten bei den verschiedenen Förderarten übergeht. Er untersucht hierbei die Förderkosten für Schubkarren-, Handkippkarren-, Pferdekippkarrenförderung, sowie für Förderung auf Aushilfseisenbahnen. Seinen Betrachtungen legt er folgende Gleichung zugrunde:

$$k = a \cdot x + b,$$

wobei k die Förderkosten für das Kubikmeter, x die Förderweite und a und b je nach den verschiedenen Förderarten feste Werte sind. Die einzelnen Werte von a und b bestimmte Eickemeyer an Hand von Erfahrungswerten für wagerechte oder schwach geneigte Förderbahn. Diese Gleichung ist jedoch nur richtig, solange die Massen klein sind, also hauptsächlich bei den Förderarten mit Schubkarren, Handkippkarren und Pferdekippkarren. Bei größeren Fördermengen dagegen kommt die Größe der Masse in Frage, da in diesem Falle die Kosten für das Kubikmeter um so kleiner werden, je größer die ganze Masse ist.

Für die verschiedenen Förderarten trägt nun Eickemeyer die Kosten zeichnerisch als gerade Linien auf. Mit Hilfe dieser Geraden bestimmt er jedoch die Förderkosten nicht. Er ersetzt nämlich das durch diese Linien gebildete Vieleck durch eine sich diesem möglichst anschließende Kurve und wählt hierfür eine Parabel von der Gleichung:

$$k = c_0 + c_1 x,$$

wo c_0 und c_1 Konstante sind. An dieser Parabel greift Eickemeyer die Förderkosten ab (Text-Abb. 3). Doch hier-

5) Culmann, Graphische Statik, S. 148 II. Aufl.
6) Ebenda S. 70 I. Aufl.

mit ergibt sich für die Kostenbestimmung in den meisten Fällen ein großer Fehler, da Eickemeyer zu diesem Zwecke auch eine Streifenteilung der Sektionen nach Bruckner vornimmt und die Kosten für die den Streifen entsprechenden Massen und mittleren Förderweiten nach der Parabel bestimmt. Es ergibt sich daraus, daß in einer und derselben Sektion die Kosten bestimmt werden, als ob die Masse mit verschiedenen Förderarten gefördert werden würde, ein Fall, der der Wirklichkeit fast ausnahmslos widerspricht, da wohl, wie Goering ausführt[7]), beim Beginn der Erdarbeiten ein sehr kleiner Teil der Förderung mit Schubkarren vorgenommen, sodann aber die ganze Masse mit ein und derselben Förderart bewältigt wird. Ein öfterer Übergang von einer Förderart zur anderen würde zu große Kosten verursachen, da jeweils neue Geräte und Motoren herbeigeschafft und eine neue Förderbahn verlegt werden müßte.

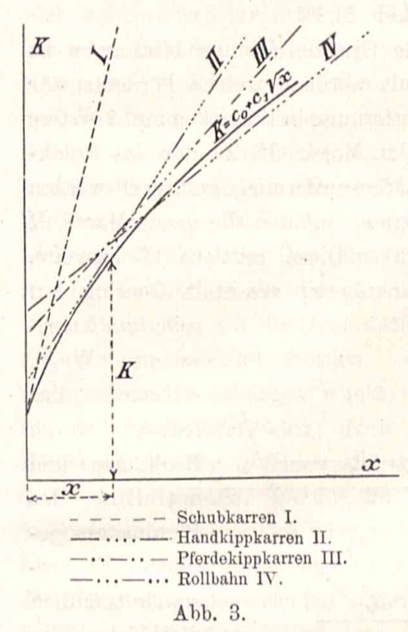


Abb. 3.

Eine weitere Ungenauigkeit läßt Eickemeyer zu, indem er den Steigungskostenzuschlag, die Mehrkosten bei Bergförderung, für gewöhnlich nicht berücksichtigt. Nur bei Fluß- und Bachkorrektionen, bei Seitenentnahmen und bei langen, meistens auf Rollbahnen ausgeführten Förderungen gegen die Steigung über vorher ausgeführte Einschnitte und Dämme hinweg will er einen Steigungskostenzuschlag als verhältnismäßigen Zuschlag zu den Kosten bei wagerechter Förderung angewendet wissen. Er nimmt dabei an, daß der Teil *a b c a* (Text-Abb. 4) im Gefälle gefördert werden kann, und nur der kleine übrigbleibende Keil in der Steigung gefördert wird, während doch meistens und besonders bei größeren Massen und ausgedehnteren Längsförderungen, wie Goering[8]) zeigt, die Abtragmassen bei ihrer Gewinnung auch aus höheren Schichten des Einschnittes fast immer zunächst auf das Planum niedergestürzt werden und erst dann auf letzterem mit allmählichem Vorrücken des Dammes bis zur jeweiligen Absturzstelle gefördert werden, so daß die Hebung der ganzen Masse als Höhenunterschied der Schnittpunkte der Schwerpunktsordinaten der Einschnitts- und Dammassen mit dem Bahnplanum darzustellen ist. Wo ausnahmsweise Arbeitsbetrieb an der Auf- und Abladestelle nach der von Eickemeyer zugrunde gelegten Weise vorgenommen wird, kann der Steigungskostenzuschlag als dem Unternehmer der Erdarbeiten zugute kommend angesehen werden, sofern die Förderung im Gefälle noch als Ersparnis angesehen werden kann.

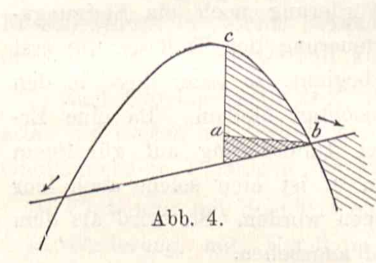


Abb. 4.

7) Goering, Massenermittlung usw., 5. Aufl., 1907, S. 18.
8) Goering, Massenermittlung usw., 5. Aufl., 1907, S. 20.

An Hand seiner Art, die Kosten zu bestimmen, stellt Eickemeyer die Bedingung für die günstigste Massenverteilung auf. Da jedoch seine Förderkostenbestimmung ungenau ist, so kann auch seine Bedingungsgleichung nicht der Wirklichkeit entsprechen. Weiter geht Eickemeyer zum ersten Male auf das Wesen der Verteilungslinie 2. Ordnung ein, die dann in Frage kommt, wenn eine Hauptförderung über mehrere kleine Förderungen hinweg stattfindet, nachdem das Planum auf Grund dieser kleinen Förderungen hergestellt worden ist.

Ungefähr um dieselbe Zeit 1870 veröffentlichte Winkler in Prag das 5. Heft seiner „Vorträge über Eisenbahnbau", nämlich den Unterbau, in dem er auf das Massennivellement eingeht. Winkler untersucht die Förderkosten bei Förderung durch menschliche und durch tierische Kräfte. Er entwickelt auf Grund theoretischer Betrachtungen über die Förderung Formeln, die jedoch sehr umständlich sind und auf die Nebenkosten keine Rücksicht nehmen. Er hat dagegen zum ersten Male die Steigung in der früher angedeuteten Weise berücksichtigt. Die durch die Hebung der Massen entstehenden größeren Arbeitsleistungen bringt er dadurch in Rechnung, daß er statt der wirklichen Förderlänge die sogenannte „reduzierte Förderlänge" in Betracht zieht, die als Wagerechte dieselben Kosten verursacht, als die vorliegende in der Steigung befindliche Förderlänge. Da jedoch diese „reduzierte Länge" von der Förderart und von der Steigung der Förderbahn abhängt, so ist dieses Verfahren sehr umständlich.

In bezug auf die Herstellung des Massennivellements wäre zu erwähnen, daß auch er die Anwendung eines Flächenplanes vorschlägt; er benutzt jedoch bei Herstellung des Flächenplanes und des Massennivellements den Weg der Rechnung. Die durch das Massennivellement gelegten Wagerechten bezeichnet er zum ersten Male als „Verteilungslinien". Zur Auffindung der günstigsten Verteilungslinie legt er die Voraussetzung zugrunde, daß alle vorkommenden Förderungen den gleichen Einheitspreis haben, ein Fall, der nur äußerst selten eintreten wird, so daß für die Anwendung sein Verfahren kaum in Betracht kommt. Zur Bestimmung der mittleren Förderweite lehnt er sich an Bruckner an.

Ungefähr denselben Weg für die Kostenbestimmung wie Eickemeyer schlägt Launhardt in seinem 1874 in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover erschienenen Aufsatze „Das Massennivellement" ein. Er ermittelt an der Hand von Erfahrungswerten die Förderkosten bei verschiedenen Förderarten, jedoch ohne Berücksichtigung der Größe der Masse, und an der Hand der Winklerschen Bearbeitung den Steigungskostenzuschlag. Er bestimmt für die einzelnen Entfernungen die günstigsten Förderarten und dementsprechend die Kosten für wagerechte und geneigte Förderbahn und trägt diese in Form eines Maßstabes als „Transportkostenregel" auf. Er beseitigt auf diese Weise das frühere rechnerische Verfahren zur Kostenbestimmung, da er durch Anlegen der „Transportkostenregel" ohne weiteres den Förderpreis ablesen kann. Doch hierbei ergibt sich wie bei Eickemeyer ein Fehler, da gerechnet wird, als ob in einem und demselben Massenberg oder Massental mit verschiedenen Förderarten gearbeitet würde. Seine Bestimmung

der günstigsten Lage der Verteilungslinie stimmt im großen und ganzen mit der Eickemeyerschen Bestimmungsweise überein, nur gibt uns Launhardt mit seinen „Grenzgleichen" ein bequemes Mittel an die Hand, um die Anzahl der Fördersektionen zu bestimmen, und mit seinen Anfuhrlinien und Verteilungslinien, um etwa notwendig werdende Seitenentnahmen und Ablagerungen aufzufinden. In einem besonderen Paragraphen behandelt er die Verteilungslinie 2. Ordnung und bestimmt deren günstigste Lage. Diese Behandlungsweise ist durch Goering ziemlich unverändert übernommen worden und soll an gegebener Stelle eingehender erläutert werden.

Als besonders großes Verdienst muß es Goering, der zuletzt das Massennivellement in seiner 1907 in Berlin (5. Auflage) erschienenen Schrift „Massenermittlung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten" behandelt hat, angerechnet werden, daß er dem Massennivellement eine einheitliche Ausgestaltung erteilte, zweckmäßige Bezeichnungen einführte und die früher notwendigen Rechnungen zum großen Teil auf zeichnerischem Wege löste. Unter allen hier aufgezählten Verfahren dürfte wohl das Goeringsche den größten Anspruch auf Übersichtlichkeit, Einfachheit und Genauigkeit haben.

Goering geht vom Höhenplan der Entwurfslinie irgend eines Verkehrsweges aus und bestimmt die zwischen zwei aufeinanderfolgenden Querschnitten vorhandene oder fehlende Masse als:

$$M = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot l,$$

worin F_1 und F_2 die Flächengröße der beiden Querschnitte, l deren Abstand bedeutet. Um daher die Masse zu erhalten, werden zuerst die Flächen in den einzelnen Querschnitten aus den Querschnittshöhen des Höhenplanes auf zeichnerischem Wege mit Hilfe des Flächenmaßstabes ermittelt und sodann die Größen dieser Querschnittsflächen als Ordinaten im Flächenplan zur Darstellung gebracht. Die im Flächenplan entstehenden Flächen über und unter der Steigungslinie des Verkehrsweges, von der aus die Flächenordinaten aufgetragen werden, geben ohne weiteres die Größe der Einschnitts- oder Dammassen an. Diese Massengrößen trägt nun Goering zeichnerisch als Ordinaten im Massennivellement oder Massenplan auf, jedoch, wie es auch natürlicher und zweckmäßiger sein dürfte, Einschnittsmassen als verfügbare, positive Massen nach oben, Dammassen als fehlende, negative Massen nach unten, während dies früher umgekehrt geschah. Auf diese Weise erhält Goering auf rein zeichnerischem Wege das Brucknersche Massennivellement.

Wie schon früher erwähnt, ergibt jede durch den Massenplan gelegte Verteilungslinie eine mögliche Verteilung der Massen. Goering findet dann durch Umgestaltung des Culmannschen Satzes (S. 428) ein sehr einfaches Mittel, um unter diesen unendlich vielen Möglichkeiten der Verteilung die günstigste zu bestimmen in der Gleichung:

$$\Sigma b = \Sigma t \pm a \pm e \; ^{9)}$$

oder in Worten: „Die Verteilungslinie ist so zu legen, daß eine Verschiebung derselben um 1 cbm nach oben oder unten keine Kostenänderung hervorrufen würde". Die Werte b und t bei einer bestimmten Verteilungslinie bedeuten die Kosten, um 1 cbm auf die jeweilige sogenannte Grenzentfernung β bezw. τ zu fördern (Text-Abb. 5).[10])

Um die Kosten für die Grenzentfernung bestimmen zu können, muß jedoch ermittelt werden, welche Förderart für die Förderung auf die Grenzentfernung in Frage kommt. Letztere ergibt sich aus der Größe der Masse M, zu der das Kubikmeter gehört, das auf die Grenzentfernung gefördert werden soll, und dem mittleren Wege e, auf den die ganze Masse M zu fördern ist (Text-Abb. 5). Diese mittlere Förderweite, den sogenannten Schwerpunktsweg, ermittelt Goering auf rein zeichnerischem Wege, während dies früher durch Rechnung und mit Hilfe des Planimeters geschah. Er verwandelt nämlich die Flächen der Massenberge und Massentäler im Massenplan jederseits ihrer größten Ordinate M in Rechtecke von der Höhe der letzteren. Die Summe der beiden anderen Seiten der betreffenden Rechtecke ergibt den jeweiligen Schwerpunktsabstand. Goering findet also auf rein zeichnerischem Wege den Wert F/M.

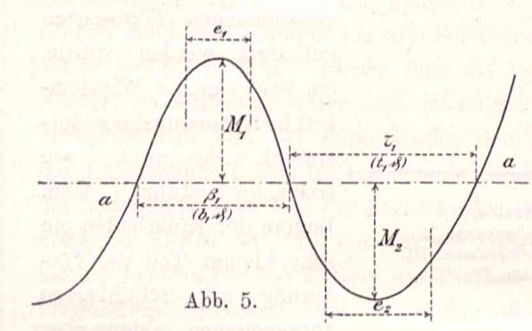


Abb. 5.

Nachdem auf die oben angedeutete Weise die Kosten für die verschiedenen Förderarten bestimmt sind, welche bei einem Massental oder -berg in Frage kommen, und unter diesen die mit den kleinsten Kosten als anzuwendende gewählt ist, werden die Kosten bestimmt, um das Kubikmeter mit dieser Förderart auf die Grenzentfernung zu fördern. Liegt die Förderbahn in der Steigung, so kommt zu den Kosten für die wagerechte Förderung noch ein Steigungskostenzuschlag. Da die Verteuerung der Talförderung erst bei sehr steilen Steigungen beginnt, so kann diese in den allermeisten Fällen unberücksichtigt bleiben. Da eine Ermäßigung der Vergütung bei Talförderung auf günstigem Gefälle nur gering sein kann[11]), ist eine solche auch hier nicht weiter in Betracht gezogen worden. Sie wird als dem Unternehmer zugute kommend angesehen.

Diese Bestimmung der Grenzförderkosten ist für jeden Massenberg und jedes Massental durchzuführen und sodann nachzusehen, ob die oben angegebene Gleichung befriedigt wird. Ist dies der Fall, so haben wir die günstigste Verteilungslinie gefunden. Wird die Gleichung nicht befriedigt, so gibt sie uns aber an, auf welcher Seite der untersuchten Verteilungslinie die günstigste Lage zu finden ist. Die Kosten der Erdarbeiten selbst ergeben sich aus der Größe der Masse und dem mittleren Wege, den die ganze Masse zurückzulegen hat.

Von Wichtigkeit ist daher die Bestimmung der Förderkosten bei den verschiedenen Förderarten und die Feststellung der billigsten Förderart. Goering gibt uns mittlere Erfahrungswerte für die Förderkosten bei den verschiedenen

9) Es ist hierbei nicht zu vergessen, daß die Gleichung eigentlich lautet: $dm \cdot \Sigma b = dm \cdot \Sigma t \pm dm \cdot a \pm dm \cdot e$ und $dm = 1$ cbm gesetzt wurde.

10) In den späteren Abbildungen ist stets statt der Grenzförderweite β bezw. τ der Grenzförderpreis b bezw. t eingetragen.

11) Vgl. Goering, S. 27.

Förderarten in Form von Gleichungen, wobei er auch Rücksicht auf die Größe der zu fördernden Masse nimmt.[12]) An der Hand dieser Gleichungen lassen sich die Kosten rechnerisch oder zeichnerisch ermitteln. Befaßt man sich jedoch eingehender mit der Aufstellung von Entwürfen zu Verkehrswegen, so wird man auch hier dem zeichnerischen Verfahren den Vorzug geben müssen, da dieses bedeutend übersichtlicher ist. Nach Goering[13]) muß jedoch bei jeder neuen vorkommenden Masse die Kostenlinie bei den verschiedenen Förderarten mit Ausnahme derjenigen ohne Rollgleise gezeichnet werden, um die günstigste Förderart zu ermitteln. An der Kostenlinie für die günstigste Förderart können alsdann die Kosten für die Grenzentfernung und für die mittlere Entfernung bestimmt werden. Bei Berücksichtigung des Steigungskostenzuschlages macht sich noch eine weitere Unbequemlichkeit bemerkbar; denn die Kosten für wagerechte Förderung werden zeichnerisch in einem Maßstab gefunden; dann muß die Höhe, um die die Masse zu heben ist, an der Steigungslinie abgegriffen oder rechnerisch festgestellt werden. An der Hand dieser Höhe wird in einem zweiten Maßstab[14]) der Steigungskostenzuschlag ermittelt. Darin liegt nun ein unnötiger Zeitaufwand und eine Unbequemlichkeit, die sich bei Benutzung des im folgenden entwickelten Verfahrens beseitigen lassen.

II. Scheidelinien und Geltungsbereiche der einzelnen Förderarten.

1. Wagerechte Förderbahn.

Durch folgende Untersuchung ist unter Zugrundelegung des Goeringschen Förderkostenmaßstabes versucht worden, die Grenzen der für die einzelnen Förderungen sich ergebenden billigsten Förderarten von vornherein festzulegen.

Es werde zunächst diese Untersuchung für wagerechte Förderbahn durchgeführt. Dieser Fall kann als Sonderfall der in der Steigung liegenden Förderbahn angesehen werden. Er soll jedoch im voraus behandelt werden, da sich an Hand desselben der allgemeine Fall klarer darstellen läßt.

Nach Goering bestimmen sich für die einzelnen Förderarten die Kosten auf wagerechter Förderbahn nach folgenden Gleichungen in Pfennigen für das Kubikmeter:

I. Förderung mit Schubkarren $k = 6 + 22\ t$

II. Förderung mit Handkippkarren . . . . . . $k = 14 + 9{,}2\ t$

III. Förderung mit Pferdekippkarren . . . . . . $k = 26 + 5\ t$

IVa. Förderung auf Rollbahn mit Menschen . . . . . $k = 12 + \left(2{,}5 + \frac{50\,000}{M}\right) t$

IVb. Förderung auf Rollbahn mit Pferden . . . . . . $k = 17 + \left(1{,}0 + \frac{60\,000}{M}\right) t$

IVc. Förderung auf Rollbahn mit Lokomotive . . . . . $k = 20 + \left(0{,}5 + \frac{75\,000}{M}\right) t$

wobei $t = \frac{l}{100}$ gesetzt ist, wenn l die Förderweite, M die zu fördernde Masse bedeutet.

---

12) Vgl. Launhardt, Das Massennivellement, S. 16 (Menadiers Formel).

13) Goering, 5. Aufl., S. 16 und Tafel II.

14) Ebenda Tafel II.

Die Mindestpreise bei den verschiedenen Förderarten sind:

I	II	III	IVa	IVb	IVc
12	16	35	25	30	30 Pfg.

Diese von Goering angegebenen Kosten sind als Mittelwerte aufzufassen, die je nach den vorliegenden wirtschaftlichen Verhältnissen bei der Verdingung der Erdarbeiten unter- oder überschritten werden können.

Bei den Förderarten I, II, III hat man bei beliebiger Masse stets dieselbe Kostenlinie, wenn die entsprechenden Gleichungen zeichnerisch dargestellt werden, da bei diesen Förderarten die Kosten von der Masse unabhängig sind. Bei den Förderarten IVa, IVb und IVc dagegen erhält man für jede Größe der Masse eine besondere Kostenlinie. Statt nun von Fall zu Fall für bestimmte Massen die Kostenlinien zu zeichnen, wie Goering vorschlägt, zeichnet man von vornherein für gewisse Abstufungen der Größe der Massen in drei Maßstäben auf Blatt 54 Abb. 3 bis 5 die Kostenlinien für IVa, IVb und IVc. Bei den einzelnen Förderarten bilden die Kostenlinien je ein Strahlenbüschel. Bei IVa ist der Punkt $k = 12$; $t = 0$ Mittelpunkt des Strahlenbüschels, bei IVb der Punkt $k = 17$; $t = 0$ und bei IVc der Punkt $k = 20$; $t = 0$. Durch Zwischenschaltung lassen sich, ohne jede Rechnung und Zeichnung, einfach durch Abgreifen bei jeder beliebigen Förderart, für jede beliebige Größe des Masse und beliebigen Förderweg die Förderkosten bestimmen. Ohne weiteres läßt sich auch bei gegebener Masse und gegebenem Förderweg die billigste Förderart finden. Es brauchen nur die bei den einzelnen Förderarten abgegriffenen Kosten miteinander verglichen zu werden.

Wie im folgenden nachgewiesen werden soll, läßt sich die Bestimmung der billigsten Förderart noch wesentlich vereinfachen. Bei den Förderarten I, II und III schneiden sich die Kostenlinien je in einem Punkte. Durch diese Schnittpunkte sind die Entfernungen festgelegt, für die eine der Förderarten I, II oder III die billigste ist. Diese Durchschnittspunkte seien „Scheidepunkte“ genannt. Werden für eine gegebene Masse M die Kostenlinien bei zwei Förderarten mit Rollbahn z. B. IVa und IVb bestimmt, so werden sich die beiden Kostenlinien in einem Punkte schneiden. Für die diesem Punkte entsprechende Entfernung sind die Kosten bei beiden Förderarten für den vorausgesetzten Fall gleich. Bei kleineren Förderweiten wird IVa, bei größeren IVb billiger sein. Der Schnittpunkt bildet also einen „Scheidepunkt“ zwischen den beiden Förderarten bei ein und derselben Masse M. Sucht man nun für verschiedene Größen der Masse die entsprechenden Scheidepunkte, so werden letztere eine Kurve, die „Scheidelinie“ bilden, die eine Grenze der „Geltungsbereiche“ der beiden Förderarten darstellt, in diesem Falle also der Förderarten IVa und IVb.

Scheidepunkte zwischen I, II und III.

1. Scheidepunkt zwischen I und II. Die Kostengleichungen für die beiden Förderarten sind nach S. 433

$$k_{\mathrm{I}} = 6 + 22\ t;\quad k_{\mathrm{II}} = 14 + 9{,}2\ t.$$

Die Kosten bei den Förderarten I und II werden für $t = 0{,}625$, also für die Förderweite $l = 62{,}5$ m gleich. Bei kleineren Entfernungen ist beim Vergleich von I und II die Förderart I, bei größeren die Förderart II billiger.

$$t = 0{,}625;\quad k = 19{,}75 \text{ Pfg.}$$

2. Scheidepunkt zwischen II und III.

$$k_{II} = 14 + 9{,}2\,t$$
$$k_{III} = 26 + 5\,t.$$

Die Kosten bei den Förderarten II und III werden für $t = 2{,}857$, also für die Förderweite $l = 285{,}7$ m gleich. Bei kleineren Förderweiten ist beim Vergleich von II und III die Förderart II, bei größeren III billiger.

$$t = 2{,}857;\; k = 40{,}3 \text{ Pfg.}$$

Scheidelinien zwischen IVa, IVb und IVc.

3. Scheidelinie zwischen IVa und IVb. Die Kostengleichungen für die beiden Förderarten sind nach S. 433

$$k_{IVa} = 12 + \left(2{,}5 + \frac{50\,000}{M}\right) t$$
$$k_{IVb} = 17 + \left(1 \;\; + \frac{60\,000}{M}\right) t.$$

Setzt man $k_{IVa} = k_{IVb}$ für gleiche Größen der Masse M und scheidet sodann M aus, so ergibt sich folgende Gleichung:

$$k = 10\,t - 13.$$

Dies ist die Gleichung der Scheidelinie zwischen IVa und IVb. Die Scheidelinie ist also eine gerade Linie.

4. Scheidelinie zwischen IVb und IVc.

$$k_{IVb} = 17 + \left(1{,}0 + \frac{60\,000}{M}\right) t$$
$$k_{IVc} = 20 + \left(0{,}5 + \frac{75\,000}{M}\right) t.$$

Wann werden bei gleicher Größe der Masse bei IVb und IVc die Kosten gleich?

$$k_{IVb} = k_{IVc}.$$

Durch Ausscheiden von M ergibt sich die Gleichung:

$$k = 3\,t + 5.$$

Dies ist die Gleichung der Scheidelinie zwischen IVb und IVc. Auch hier ist die Scheidelinie eine gerade Linie.

Scheidelinie zwischen den Förderarten I, II, III und IVa, IVb, IVc.

Die Scheidelinien zwischen den Förderarten I, II, III einerseits und IVa, IVb, IVc anderseits sind, wie aus Abb. 3 bis 5 Bl. 54 hervorgeht, die Kostenlinien I, II und III selbst, da letztere für wechselnde Massen dieselben bleiben.

Für I und II bezw. II und III ergeben sich hiermit Scheidepunkte, für IVa und IVb bezw. IVb und IVc Scheidelinien mit linearen Gleichungen, für I, II, III einerseits und IVa, IVb, IVc anderseits Scheidelinien, die mit den entsprechenden Kostenlinien für I, II, III zusammenfallen. Werden nun diese Scheidelinien in die Kostenmaßstäbe Abb. 3 bis 5 Bl. 54 eingezeichnet, so kann ohne weiteres die billigste Förderart bei gegebener Masse und gegebener mittlerer Förderweite gefunden werden.[15]) Die schraffierten Flächen in Abb. 3 bis 5 Bl. 54 geben die „Geltungsbereiche" der Förderarten IVa, IVb und IVc an, während der „Geltungsbereich" der Förderarten I, II und III durch die betreffenden Scheidepunkte festgelegt ist, wobei unter dem Geltungsbereich einer Förderart der Bereich verstanden werden soll, für den bei verschiedenen Massen und Förderweiten die betreffende Förderart die billigste ist. Liegt also bei bestimmter Masse und gegebener Förderweite der Kostenpunkt, d. h. der Endpunkt der einer bestimmten Förderweite und gewisser Masse entsprechenden Kostenordinate, in einem der Geltungsbereiche, so ist die entsprechende Förderart die billigste. Liegt der Kostenpunkt außerhalb, so kann ohne weiteres entnommen werden, welche Förderarten als billiger in Frage kommen.

Hiermit ist zunächst bei wagerechter Förderbahn für die Bestimmung der günstigsten Förderart mit Hilfe der soeben aufgestellten Förderkostenmaßstäbe die Rechen- und Zeichenarbeit vollständig ausgeschaltet. Ebenso lassen sich ohne weiteres die Förderkosten sowohl für die mittlere Förderweite als auch für die Grenzentfernung angeben. Trägt man nun nach dem Vorschlag von Goering die für eine bestimmte Massenlinie (Massenplan) und bestimmte Verteilungslinie ermittelten Grenzförderkosten für Massenberge und -täler je auf einer Geraden ab, so erhält man ohne Rechnung und mit einem Mindestmaß an Zeichenarbeit die Antwort auf die Frage, ob die Gleichung für die günstigste Lage der Verteilungslinie befriedigt wird, d. h. ob die günstigste Verteilungslinie gefunden ist, oder nach welcher Richtung die Verteilungslinie verschoben werden muß, um deren günstigste Lage zu finden.

15) Für den praktischen Gebrauch empfiehlt sich der Maßstab 1 mm = 1 Pfg. und für die Förderweite der Maßstab der Längen im Höhenplan.

2. Steigende Förderbahn.

a) Darstellung des Steigungskostenzuschlags.

Liegt nun die Förderbahn nicht wagerecht, sondern in der Steigung, so ist ein Mehraufwand an Arbeit nötig, um die zu fördernde Erdmasse zu heben. Dieser Mehraufwand an Arbeit macht sich bei den Kosten in einem Steigungskostenzuschlag geltend. Auch in diesem allgemeinen Falle lassen sich mit Ausnahme der Scheidepunkte und Scheidelinien für die Förderung auf wagerechter Bahn zur Ermittlung der günstigsten Förderart, sowie der Kosten für die Förderung auf wagerechter Bahn auf die Grenzentfernung und auf die mittlere Förderweite die vorhin aufgestellten bildlichen Förderkostenmaßstäbe mit Vorteil anwenden. Wenn auch hierdurch schon die Arbeit sehr erleichtert wird, so lassen sich doch noch weitere erhebliche Vereinfachungen vornehmen.

Nach Goering muß, um den Steigungskostenzuschlag zu finden, die Höhe ermittelt werden, um die die Masse zu heben ist, und sodann in einem besonderen Maßstab der Steigungskostenzuschlag als Funktion der Höhe abgegriffen werden. Zur Aufstellung dieses Maßstabes hat Goering folgende Erfahrungswerte angenommen:

$$k_z = 3\,h + 0{,}07\,s \text{ für Förderart I,}$$
$$k_z = 2\,h + 0{,}3\;\,s \text{ für Förderart II,}$$
$$k_z = \;\;h + 0{,}5\;\,s \text{ für Förderart III,}$$
$$k_z = 2{,}5\,h + 0{,}25\,s \text{ für Förderart IVa,}$$
$$k_z = \;\;h + 0{,}6\;\,s \text{ für Förderart IVb,}$$
$$k_z = 0{,}25\,h + 0{,}75\,s \text{ für Förderart IVc.}$$

Hierbei bedeutet k_z den Steigungskostenzuschlag für das Kubikmeter in Pfennigen, h die Förderhöhe und s das Steigungsverhältnis der Förderbahn in Tausendsteln.

Statt jedoch in diesem Falle mit zwei getrennten Maßstäben zu arbeiten, soll auch hier die Ermittlung der Kosten in einem einzigen Maßstab vorgenommen werden. Hierfür muß aber der Steigungskostenzuschlag wie die Kosten der wagerechten Förderbahn als Funktion der Förderweite ausgedrückt werden.

Die Hebung h kann ersetzt werden durch $\frac{l \cdot s}{1000}$, da $\frac{h}{l} = \frac{s}{1000}$ ist. Wird auch hier $\frac{l}{100} = t$ gesetzt, so wird:

$$h = \frac{t \cdot s}{10}, \text{ also } h = f(s, l).$$

Der Steigungskostenzuschlag nimmt sodann folgende Form an bei den verschiedenen Förderarten:

$k_x = 0{,}3 \quad t \cdot s + 0{,}07\, s$ für Förderart I,

$k_x = 0{,}2 \quad t \cdot s + 0{,}3 \quad s$ für Förderart II,

$k_x = 0{,}1 \quad t \cdot s + 0{,}5 \quad s$ für Förderart III,

$k_x = 0{,}25 \quad t \cdot s + 0{,}25\, s$ für Förderart IVa,

$k_x = 0{,}1 \quad t \cdot s + 0{,}6 \quad s$ für Förderart IVb,

$k_x = 0{,}025\, t \cdot s + 0{,}75\, s$ für Förderart IVc.

Die Kosten, die entstehen, um eine Masse M bei einer Steigung der Förderbahn von s vT. l m weit in der Steigung zu fördern, betragen demnach für Förderung auf wagerechter Förderbahn und Hebung zusammen bei den verschiedenen Förderarten nach S. 428 in Pfennigen für das Kubikmeter:

Förderart I: $k = 6 + 22\, t + 0{,}3\, t \cdot s + 0{,}07\, s$

Förderart II: $k = 14 + 9{,}2\, t + 0{,}2\, t \cdot s + 0{,}3\, s$

Förderart III: $k = 26 + 5\, t + 0{,}1\, t \cdot s + 0{,}5\, s$

Förderart IVa: $k = 12 + \left(2{,}5 + \frac{50\,000}{M}\right) t + 0{,}25\, t \cdot s + 0{,}25\, s$

Förderart IVb: $k = 17 + \left(1 + \frac{60\,000}{M}\right) t + 0{,}1\, t \cdot s + 0{,}6\, s$

Förderort IVc: $k = 20 + \left(0{,}5 + \frac{75\,000}{M}\right) t + 0{,}025\, t \cdot s + 0{,}75\, s.$

Diese Gleichungen lassen sich bei verschiedenen Massen und verschiedenen Steigungsverhältnissen der Förderbahn zeichnerisch durch gerade Linien bezw. Strahlenbüschel darstellen. Wollte man ohne weiteres diese Gleichungen in einem rechtwinkligen Koordinatensystem auftragen, so würde sich hierbei eine sehr unübersichtliche und unzweckmäßige Darstellung ergeben. Der Übersichtlichkeit wegen und um die früher aufgestellten Kostenmaßstäbe für wagerechte Förderbahn benutzen zu können, werden diese oben ermittelten Gesamtkosten für steigende Bahn zur zeichnerischen Darstellung derselben in zwei Teile getrennt, den ersten Kostenteil für wagerechte Förderung, den zweiten für die Hebung auf der steigenden Bahn. — Für den ersten Teil gelten die Maßstäbe auf Blatt 54 Abb. 3 bis 5; der zweite Teil wird bei den einzelnen Förderarten für verschiedene Steigungsverhältnisse zeichnerisch von der t-Achse nach oben aufgetragen, so daß ohne weiteres beim Abgreifen schon die Addition der beiden Teile vorgenommen wird. Auf diese Weise ergeben sich die auf Blatt 55 dargestellten Maßstäbe.

Nach den obigen Gleichungen wird der Steigungskostenzuschlag k_x durch gerade Linien dargestellt und bildet bei den einzelnen Förderarten je ein Strahlenbüschel; denn, wenn zwei beliebige Strahlen, und zwar diejenigen für $s = o$ und für ein beliebiges s, zum Schnitt gebracht werden, so ergeben sich die Koordinaten des Schnittpunktes als konstant, und es bildet bei Förderart I der Punkt $t = -0{,}23$, $k = 0$, bei Förderart II der Punkt $t = -1{,}5$, $k = 0$, bei Förderart III der Punkt $t = -5$, $k = 0$, bei Förderart IVa der Punkt $t = -1$, $k = 0$, bei Förderart IVb der Punkt $t = -6$, $k = 0$ und bei Förderart IVc der Punkt $t = -30$, $k = 0$ den Mittelpunkt des Strahlenbüschels.

Um nun die Kosten zu bestimmen, die entstehen, um 1 cbm bei einer Masse M und bei einem Steigungsverhältnis der Förderbahn von s vT. bei irgend einer Förderart auf eine Entfernung von l m zu fördern, braucht man nur in dem Maßstab für die betreffende Förderart bei der Entfernung l m den senkrechten Abstand zwischen der Kostenlinie für die Masse M und der Steigungskostenzuschlagslinie für s vT. abzugreifen. Diese abgegriffene Länge gibt die Gesamtkosten für das Kubikmeter an für Förderung auf wagerechter Bahn und Hebung der Masse in der Steigung. Da der Steigungszuschlag proportional dem Steigungskostenverhältnis wächst, lassen sich diese Kosten bei ganz beliebiger Steigung durch Zwischenschaltung sehr genau ermitteln.

Hiermit ist der große Vorteil erreicht, daß, die Maßstäbe auf Bl. 55 vorausgesetzt, ohne jede Rechen- und Zeichenarbeit, bei beliebiger Förderart, beliebiger Masse, beliebiger Förderweite und beliebiger Steigung der Förderbahn die Förderkosten für 1 cbm durch einmaliges Abgreifen ermittelt werden können. Außerdem kann man sich jederzeit über die Größe des für sich dargestellten Steigungskostenzuschlags Rechenschaft ablegen. Ebenso leicht kann dann durch Vergleich dieser Kosten für den mittleren Förderweg bei den verschiedenen Förderarten die günstigste Förderart gefunden werden.

b) Geltungsbereich der Förderarten.

Es läßt sich nun auch hier die Frage aufwerfen, ob der Geltungsbereich der einzelnen Förderarten bei verschiedenen Steigungsverhältnissen ermittelt werden kann. Da bei verschiedenen Steigungsverhältnissen sich verschiedene Scheidelinien ergeben werden, so wird jedem Steigungsverhältnis ein bestimmter Geltungsbereich der Förderart entsprechen. Werden hierbei die Förderarten IVa, IVb und IVc zunächst herausgegriffen, so fragt es sich, welches bei beliebiger Steigung der Förderbahn die Scheidelinie zwischen IVa und IVb ist. Es ist also zu untersuchen, wann bei diesen beiden Förderarten für gleiche Größe der Masse bei verschiedenen Steigungsverhältnissen die Kosten gleich werden.

Die Kostengleichungen für IVa und IVb sind nach S. 437:

$$k_{\text{IVa}} = 12 + \left(2{,}5 + \frac{50\,000}{M}\right) t + 0{,}25\, t \cdot s + 0{,}25\, s$$

$$k_{\text{IVb}} = 17 + \left(1 + \frac{60\,000}{M}\right) t + 0{,}1\, t \cdot s + 0{,}6\, s.$$

Die Werte für k sind je nach dem Steigungsverhältnis der Förderbahn, wie aus Bl. 55 zu entnehmen ist, in einem schiefwinkligen Koordinatensystem von der Steigungskostenzuschlagslinie, der x-Achse aus aufgetragen und können von derselben einzeln abgegriffen werden.

Setzt man $k_{\text{IVa}} = k_{\text{IVb}}$ und scheidet M aus der Gleichung aus, so erhält man als Gleichung der Scheidelinien zwischen IVa und IVb bei der Steigung s vT. der Förderbahn:

$$k = 10\, t + t \cdot s - 1{,}5\, s - 13 \quad \text{also} \quad k = f(s, t) = f(s, l).$$

Die Scheidelinien zwischen IVa und IVb sind also für jeden Wert von s gerade Linien, und zwar ergeben sich ihre Gleichungen bei:

$s = 0$ vT. $\quad k = 10\, t - 13$

$s = 5$ „ $\quad k = 15\, t - 20{,}5$

$s = 10$ „ $\quad k = 20\, t - 28$

$s = 15$ „ $\quad k = 25\, t - 35{,}5$

$s = 20$ „ $\quad k = 30\, t - 43$

$s = 25$ „ $\quad k = 35\, t - 50{,}5$

$s = 30$ „ $\quad k = 40\, t - 58.$

Sollen nun diese Scheidelinien in die Förderkostenmaßstäbe für IVa und IVb auf Bl. 55 eingetragen werden, so muß berücksichtigt werden, daß bei jeder Größe der Steigung in einem anderen Koordinatensystem gearbeitet wird. Während die k-Achse ihre Lage beibehält, ändert sich mit dem jeweiligen Steigungsverhältnis der Förderbahn die Richtung der z-Achse, der Steigungskostenzuschlagslinie, und der Koordinatenursprung verschiebt sich je nach dem Steigungsverhältnis. Sollen also die Scheidelinien eingezeichnet werden, so muß dies in dem jeweiligen Koordinatensystem geschehen.

Will man jedoch die gegenseitige Lage der Scheidelinien mathematisch untersuchen, so müssen deren Gleichungen auf ein und dasselbe Koordinatensystem bezogen werden. Es mag hierzu das rechtwinklige Koordinatensystem der kt-Achsen, das zum Auftragen der Kosten für wagerechte Förderung diente, gewählt werden.

Die Gleichung der Scheidelinien zwischen IVa und IVb hatte folgende Gestalt:

$$k = 10\,t + st - 1{,}5\,s - 13.$$

Die Koordinaten in dem gewählten rechtwinkligen System haben folgenden Wert (Text-Abb. 6):

$$k' = k - 0{,}25\,s - 0{,}25\,t \cdot s \quad \text{und} \quad t' = t$$

im Maßstab für IVa Blatt 55. Die Gleichung der Scheidelinien zwischen IVa und IVb nimmt dann folgende Form an:

$$k' = 10\,t - 13 + s\,(0{,}75\,t - 1{,}75).$$

Aus dieser Gleichung läßt sich unter Anwendung des auf Seite 437 angedeuteten Verfahrens entnehmen, daß sämtliche Scheidelinien zwischen IVa und IVb sich in einem Punkte schneiden, dessen Koordinaten sich zu

$t = 2{,}33$ und $k' = 10{,}3$

ergeben, also konstant sind. — Überträgt man dementsprechend die Scheidelinien zwischen IVa und IVb in den Maßstab für IVb, so müssen sich diese in demselben Punkte schneiden, da dessen Koordinaten konstant sind.

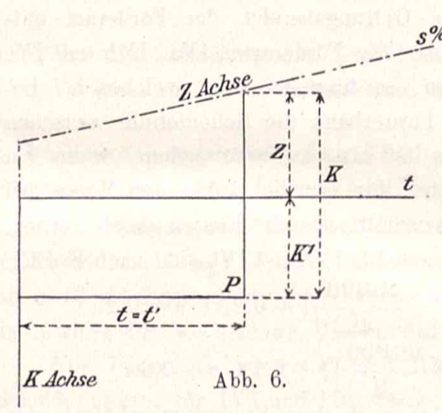


Abb. 6.

Es können daher sehr leicht diese verschiedenen Scheidelinien in den betreffenden Maßstab eingezeichnet werden, sobald deren gemeinschaftlicher Schnittpunkt, der „Scheidelinienmittelpunkt“, bekannt ist, und es genügt dann, wenn man noch einen einzigen Punkt für jede Scheidelinie aus den Gleichungen Seite 438 ermittelt.

Die Scheidelinien zwischen den Förderarten IVb und IVc werden entsprechend gefunden. Die Kosten, die entstehen, um 1 cbm bei einer Masse M auf eine Länge von l m und einer Steigung von s vT. der Förderbahn bergwärts zu fördern, betragen bei den Förderarten IVb und IVc nach S. 437:

$$k_{\mathrm{IVb}} = 17 + \left(1 + \frac{60000}{M}\right) t + 0{,}1 \cdot t \cdot s + 0{,}6\,s$$

$$k_{\mathrm{IVc}} = 20 + \left(0{,}5 + \frac{75000}{M}\right) t + 0{,}025\,t \cdot s + 0{,}75\,s.$$

Wird $k_{\mathrm{IVb}} = k_{\mathrm{IVc}}$ gesetzt und M aus der Gleichung ausgeschieden, so erhält man als Gleichung der Scheidelinien zwischen IVb und IVc für jeden Wert von s:

$$k = 3\,t + 0{,}4\,t \cdot s + 5.$$

Die Scheidelinien zwischen IVb und IVc für jeden Wert von s sind gerade Linien und werden für verschiedene Steigungsverhältnisse der Förderbahn durch folgende Gleichungen dargestellt:

$s = 0$ vT.	$k = 3\,t + 5$
$s = 5$ „	$k = 5\,t + 5$
$s = 10$ „	$k = 7\,t + 5$
$s = 15$ „	$k = 9\,t + 5$
$s = 20$ „	$k = 11\,t + 5$
$s = 25$ „	$k = 13\,t + 5$
$s = 30$ „	$k = 15\,t + 5$

Es muß hier jedoch berücksichtigt werden, daß die z-Achse des Koordinatensystems k, z mit dem jeweiligen Steigungsverhältnis sich ändert. Es müßte also für jede einzelne Steigung die Scheidelinie in ihrem entsprechenden Koordinatensystem dargestellt werden.

Um jedoch die Eigentümlichkeit und die gegenseitige Lage der Scheidelinien kennen zu lernen, werden die Gleichungen der verschiedenen Scheidelinien zwischen den Förderarten IVb und IVc auf ein und dasselbe Koordinatensystem bezogen, nämlich auf das rechtwinklige Koordinatensystem k, t, das für den Kostenmaßstab für IVb für wagerechte Förderung zugrunde gelegt wurde.

Die Gleichung der Scheidelinien zwischen IVb und IVc war gefunden zu:

$$k = 3\,t + 0{,}4\,t \cdot s + 5.$$

Die Koordinaten im neuen System nehmen folgende Form an:

$$k' = k - 0{,}1\,st - 0{,}6\,s \quad \text{und} \quad t' = t \quad \text{(vgl. Text-Abb. 6).}$$

Die Gleichung im neuen Koordinatensystem lautet:

$$k' = 3\,t + 5 + s\,(0{,}3\,t - 0{,}6).$$

Aus dieser Gleichung ist ersichtlich, daß sämtliche Scheidelinien zwischen IVb und IVc sich in einem Punkte, dem Scheidelinienmittelpunkt, schneiden, da die Koordinaten desselben als konstant, und zwar:

$$t = 2; \quad k' = 11$$

gefunden werden.

Überträgt man dementsprechend die Scheidelinien in den Maßstab für IVc auf Blatt 56, so müssen sie sich in demselben Scheidelinienmittelpunkt schneiden.

Eine Schwierigkeit in diesen Erörterungen entsteht nun dadurch, daß die Kostenlinien ihre Gültigkeit nicht durchweg beibehalten, sondern von einer gewissen Entfernung aus unabhängig von der Masse für die wagerechte Förderung ein Mindestpreis in Frage kommt. Dieser Mindestpreis beträgt nach Seite 434 bei der Förderart IVa 25 Pf., bei den Förderarten IVb und IVc dagegen 30 Pf. Dementsprechend werden auch die Scheidelinien, die oben abgeleitet wurden, nur so lange Geltung haben, bis dieser konstante Mindestpreis für wagerechte Förderung eintritt. Von diesem Punkte ab tritt dann die Kostenlinie für den Mindestpreis als Scheidelinie ein. An Stelle der einen Preislinie für den Mindestpreis von 30 Pfg. im Förderkostenmaßstab von IVb tritt nun, bezogen auf die k-Achse und die wechselnde z-Achse in dem Maßstab für IVc ein Strahlenbüschel:

$$k_{\mathrm{IVb}} = 30 + 0{,}1\,ts + 0{,}6\,s.$$

Auf das rechtwinklige Koordinatensystem kt bezogen, nimmt nach Text-Abb. 6 die Gleichung folgende Form an:

$$k' = 30 + 0{,}075\, ts - 0{,}15\, s$$

und der Mittelpunkt R (Text-Abb. 7) dieses Strahlenbüschels hat die Koordinaten: $t = 2$; $k = 30$.

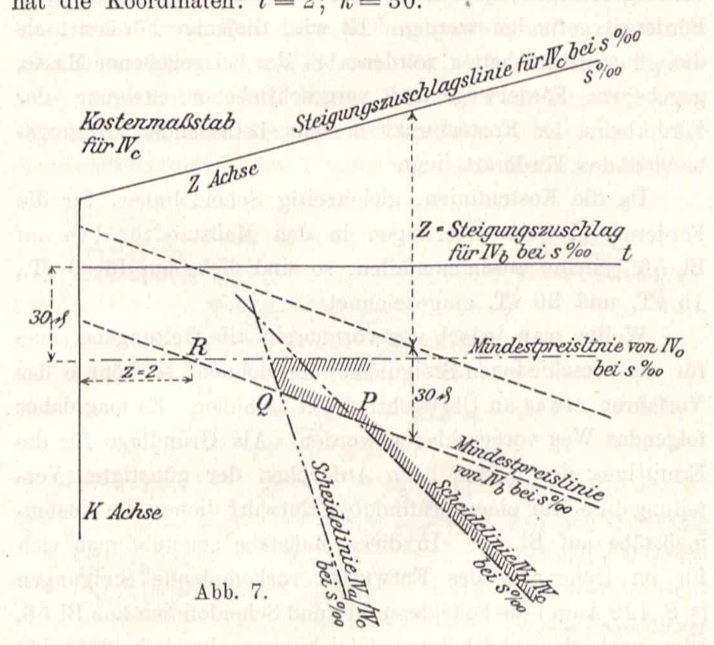


Abb. 7.

Für ein bestimmtes s gilt die entsprechende Gerade aus diesem Strahlenbüschel für die Kostenlinie jeder Masse für IVc als Scheidelinie gegen IVb hin bis zum Punkt P (Text-Abb. 7). Von einer gewissen Entfernung aus wird aber bei kleineren Förderweiten nach den Maßstäben auf Blatt 56 nicht mehr IVc, sondern IVa billiger sein. Die Scheidelinien zwischen beiden Förderarten IVa und IVc werden ihrerseits so lange Gültigkeit haben, bis IVb beim Mindestpreis von 30 Pf. billiger wird. Dieser Fall tritt ein vom Schnittpunkt Q (Text-Abb. 7) der betreffenden Mindestpreislinie für IVb von dem Strahlenbüschel mit R als Mittelpunkt mit der entsprechenden Scheidelinie zwischen IVa und IVc.

Die Scheidelinien zwischen IVa und IVc werden entsprechend den früheren Betrachtungen gefunden. (S. 437.)

$$k_{\mathrm{IVa}} = 12 + \left(2{,}5 + \frac{50\,000}{M}\right) t + 0{,}25\, t \cdot s + 0{,}25\, s$$

$$k_{\mathrm{IVc}} = 20 + \left(0{,}5 + \frac{75\,000}{M}\right) t + 0{,}025\, t \cdot s + 0{,}75\, s.$$

Untersucht man, wann bei gleicher Größe der Masse und gleichem Steigungsverhältnis die Kosten bei beiden Förderarten gleich werden, so ergibt sich durch Ausscheidung der Masse aus den Gleichungen als Gleichung der Scheidelinien zwischen IVa und IVc:

$$k = 6{,}5\, t - 4 + 0{,}7\, t \cdot s - 0{,}75\, s.$$

Die Scheidelinien zwischen IVa und IVc sind ebenfalls für die verschiedenen Steigungsverhältnisse gerade Linien und werden durch folgende Gleichungen dargestellt:

$s = 0$ vT.	$k = 6{,}5\, t - 4$
$s = 5$ „	$k = 10\, t - 7{,}75$
$s = 10$ „	$k = 13{,}5\, t - 11{,}5$
$s = 15$ „	$k = 17\, t - 15{,}25$
$s = 20$ „	$k = 20{,}5\, t - 19$
$s = 25$ „	$k = 24\, t - 22{,}75$
$s = 30$ „	$k = 27{,}5\, t - 26{,}50$

Auch hier sind beim Einzeichnen der Linien die entsprechenden Koordinatensysteme zu berücksichtigen.

Wie früher finden sich (s. S. 439) die Koordinaten des Scheidelinienmittelpunktes zu:

$$t = 2{,}22;\quad k' = 10{,}44$$

sowohl für den Maßstab für IVc, als auch für IVa.

Aus IVc auf Bl. 56 geht dann weiter hervor, daß für gewöhnlich in Wirklichkeit vorkommende Steigungen der Geltungsbereich von IVc durch die Scheidelinie, d. h. die Kostenlinien von IVa beim Eintritt des Mindestpreises von 25 Pf. nicht eingeschränkt wird.

Es fragt sich nun, wie der Einfluß der Mindestpreise bei den Förderarten IVa, IVb und IVc bei den Geltungsbereichen der Förderart IVa sich geltend macht. Die Scheidelinien zwischen IVa und IVb werden ihre Geltung beibehalten, bis bei der Förderart IVb der Mindestpreis von 30 Pf. für wagerechte Förderung eintritt. Von diesem Punkte ab bilden die Kostenlinien bei der Förderart IVb beim Mindestpreis von 30 Pf. die Scheidelinien. Da jedoch von einer gewissen Entfernung die Förderart IVc billiger wird als IVb, so werden zunächst die Scheidelinien zwischen IVa und IVc die Grenze des Geltungsbereiches von IVa bilden, und dann werden die Kostenlinien von IVa in Wettbewerb treten mit den Kostenlinien von IVc beim Mindestpreise von 30 Pf. für wagerechte Förderung.

Beim Übertragen der Mindestpreislinie für IVb und der für IVc in den Förderkostenmaßstab für IVa entsteht auf dieselbe Weise, wie beim Übertragen der Mindestpreislinien für IVb in den Maßstab für IVc Bl. 56 (vgl. S. 441), je ein Strahlenbüschel, deren Mittelpunkte folgende konstante Koordinaten aufweisen:

Für die Mindestpreislinien für IVb $k' = 30$ $\quad z = 2{,}33$,
„ „ „ „ IVc $k' = 30$ $\quad t = 2{,}22$.

Der Geltungsbereich von IVa ist also gegenüber IVb und IVc begrenzt nacheinander durch die Scheidelinie zwischen IVa und IVb, die Kostenlinie von IVb beim Mindestpreis von 30 Pf. für wagerechte Förderung, die Scheidelinie zwischen IVa und IVc und zuletzt durch die Kostenlinie von IVc beim Mindestpreis von 30 Pf. für wagerechte Förderung (s. Bl. 56).

Zwischen den Förderarten I und II bezw. II und III ergeben sich bei den verschiedenen Steigungsverhältnissen jeweils Scheidepunkte, zwischen I, II, III einerseits und IVa, IVb und IVc anderseits fallen die Scheidelinien bei bestimmter Steigung mit den Kostenlinien der Förderarten I, II und III bei dem betreffenden Steigungsverhältnis zusammen, da die Kosten bei diesen Förderarten von der Masse unabhängig sind. Um diese letzteren Kostenlinien in die Maßstäbe für die Förderarten IVa, IVb und IVc je nach dem Steigungsverhältnis in ihr entsprechendes Koordinatensystem eintragen zu können, seien die sämtlichen Kostenlinien der Förderarten I, II und III für verschiedene Steigungsverhältnisse, die auf Bl. 55 in schiefwinkligen Koordinatensystemen eingetragen sind, in ein rechtwinkliges Koordinatensystem gebracht (Abb. 6 Bl. 54), und es werde nun gleichzeitig das Wesen der Scheidepunkte bei verschiedenen Steigungen untersucht. Zunächst mögen die Punkte aufgesucht werden, für die die Kosten bei den Förderarten I und II bei gleichem Steigungsverhältnis der Förderbahn gleich werden:

$$k_{\mathrm{I}} = 6 + 22\, t + 0{,}3\, t \cdot s + 0{,}07\, s,$$

$$k_{\mathrm{II}} = 14 + 9{,}2\, t + 0{,}2\, t \cdot s + 0{,}3\, s \quad \text{(S. 437).}$$

Um von dem Steigungsverhältnis unabhängig zu werden, wird s aus den Gleichungen ausgeschieden, und es ergibt sich sodann folgende Gleichung:

$$1{,}64\, t^2 + 0{,}1\, tk - 0{,}23\, k + 2{,}956\, t + 0{,}82 = 0.$$

Dies ist die Gleichung der Scheidepunkte zwischen den Förderarten I und II bei beliebigen Steigungen der Förderbahn. Die Gleichung ergibt eine Kurve 2. Ordnung in den Veränderlichen t und k. Die allgemeine Form der Gleichung ist:

$$a_{11} t^2 + 2 a_{12} t \cdot k + a_{22} k^2 + 2 a_1 t + 2 a_2 k + a_0 = 0.$$

Da die Diskriminante $(a_{11} \cdot a_{22} - a_{12}{}^2)$ negativ ist, so stellt die vorliegende Gleichung eine Hyperbel dar. Die Koordinaten des Mittelpunktes der Hyperbel sind $t = 2{,}3$; $k = -105$, und die Gleichungen der beiden Asymptoten ergeben sich zu[16]):

1. $t = 2{,}3$,
2. $k = -16{,}4\, t - 67{,}28$.

Da der Scheidepunkt zwischen den Förderarten I und II bei wagerechter Förderbahn früher zu $t = 0{,}625$ und $k = 19{,}75$ gefunden wurde, ist auch ein Kurvenpunkt der Hyperbel bekannt und damit die Hyperbel bestimmt. Auf letzterer liegen nun sämtliche Scheidepunkte zwischen den Förderarten I und II bei verschiedener Steigung der Förderbahn.

Die gleiche Untersuchung wird nun für die Scheidepunkte zwischen den Förderarten II und III für verschiedene Steigungsverhältnisse der Förderbahn durchzuführen sein. Es ist zu untersuchen, wann bei gleichem Steigungsverhältnis der Bahn die Förderkosten bei den Förderarten II und III gleich werden:

$$k_{\text{II}} = 14 + 9{,}2\, t + 0{,}2\, t \cdot s + 0{,}3\, s,$$
$$k_{\text{III}} = 26 + 5\quad t + 0{,}1\, t \cdot s + 0{,}5\, s.$$

Setzt man $k_{\text{II}} = k_{\text{III}}$ und scheidet s aus, um von dem Steigungsverhältnis unabhängig zu werden, so erhält man folgende Gleichung:

$$0{,}08\, t^2 - 0{,}1\, tk + 0{,}7\, t + 0{,}2\, k + 0{,}8 = 0.$$

Dies ist die Gleichung der Scheidepunkte zwischen den Förderarten II und III bei beliebigen Steigungen der Förderbahn. Auch hier ergibt sich eine Kurve 2. Ordnung und zwar wieder eine Hyperbel.

Der Mittelpunkt der Hyperbel hat die Koordinaten $t = +2$; $k = +10{,}2$, und die Asymptoten haben folgende Gleichungen[16]):

1. $t = +2$,
2. $k = 0{,}8\, t + 8{,}6$.

Da der Scheidepunkt zwischen den Förderarten II und III für wagerechte Förderbahn zu $t = 2{,}857$ und $k = 40{,}285$ bekannt ist, so ist hiermit die Hyperbel ihrer Lage nach bestimmt, da die beiden Amsymptoten und ein Kurvenpunkt ermittelt sind.

Es sind daher bei beliebiger Steigung die Scheidepunkte zwischen den Förderarten I und II bezw. II und III bekannt (Abb. 6 Bl. 54), ebenso die Scheidelinie zwischen IVa und IVb, bezw. IVb und IVc, bezw. IVa und IVc und gleichzeitig die Scheidelinien zwischen I, II, III einerseits und IVa, IVb, IVc anderseits, d. h. die Kostenlinien bei I, II, III selbst. Überträgt man nun dieselben, wie dies auf Bl. 56 geschehen ist, in die betreffenden Förderkostenmaßstäbe, so erhält man bei den verschiedenen Steigungsverhältnissen der Förderbahn die Geltungsbereiche der einzelnen Förderarten. Wie bei wagerechter Förderbahn kann also auch beim Fall der in der Steigung liegenden Förderbahn, diese Maßstäbe vorausgesetzt, ohne jede Zeichnung und Rechnung die günstigste Förderart gefunden werden. Es wird diejenige Förderart als die günstigste erhalten werden, bei der bei gegebener Masse, gegebenem Förderweg und vorgeschriebener Steigung der Förderbahn der Kostenpunkt in dem betreffenden Geltungsbereich der Förderart liegt.

Da die Kostenlinien, gleichzeitig Scheidelinien, für die Förderart II beim Übertragen in den Maßstab für IVa auf Bl. 56 beinahe zusammenfallen, so sind diese nur für 0 vT., 15 vT. und 30 vT. eingezeichnet.

Wollte man jedoch von vornherein alle Geltungsbereiche für die verschiedenen Steigungen einzeichnen, so könnte das Verfahren etwas an Übersichtlichkeit einbüßen. Es mag daher folgender Weg vorgeschlagen werden. Als Grundlage für die Ermittlung der Kosten beim Aufsuchen der günstigten Verteilungslinie für einen bestimmten Entwurf dienen die Kostenmaßstäbe auf Bl. 55. In diese Maßstäbe zeichnet man sich für im Höhenplan des Entwurfes vorkommende Steigungen (s. S. 429 Anm.) die Scheidepunkte und Scheidelinien aus Bl. 56, oder nach den abgeleiteten Gleichungen der Scheidepunkte und Scheidelinien am besten durch Bleilinien ein und erhält damit die betreffenden Geltungsbereiche. Auf diese Weise bleibt das Verfahren übersichtlich, und sind die Linien einmal eingezeichnet, so kann man ohne Zeichenarbeit und mit einem Mindestaufwand an Rechenarbeit die günstigste Verteilung der Massen finden und die Kosten für die Erdarbeiten aufstellen. Hat man sich jedoch durch Übung in die Bedeutung der einzelnen Linien auf Bl. 56 eingelebt, so läßt sich auch damit sehr einfach und übersichtlich arbeiten.

Schlußfolgerungen.

1. Nach dem oben erörterten Verfahren können, die Maßstäbe auf Bl. 55 vorausgesetzt, bei beliebigen Förderarten, beliebigen Steigungsverhältnissen der Förderbahn, beliebiger Fördermasse und beliebiger Förderweite die Kosten für die Förderung ohne Rechnung und Zeichnung gefunden werden.

2. Durch Einführung der Geltungsbereiche der verschiedenen Förderarten kann ebenfalls bei gegebener Steigung, Masse und Förderweite die billigste Förderart ohne Rechnung mit einem Mindestaufwand von Zeichenarbeit gefunden werden.

3. Gegenüber den bisherigen Verfahren lassen sich die Kosten und die billigsten Förderarten einfacher und schneller finden. Das neue Verfahren verbürgt also eine raschere Untersuchung der Verteilungslinien, eine raschere Ermittlung der günstigsten Massenverteilung und der durch die Erdarbeiten bedingten Förderkosten.

III. Verteilungslinien 2. Ordnung.

Wenn eine Verteilungslinie über oder unter mehreren kleineren Wellen des Massenplans verläuft, ohne diese zu schneiden, so muß der Ausgleich der Massen in diesen nicht geschnittenen Wellen durch eine sie schneidende zweite Linie, eine Verteilungslinie 2. Ordnung bewirkt werden[17]). Man stellt in diesem Falle zuerst das Planum durch Massenaus-

16) Hütte 1902, I, S. 92. Der Mittelpunkt der Hyperbel ergibt sich als Schnittpunkt der beiden Geraden $a_{11} t + a_{12} k + a_1 = 0$ und $a_{12} t + a_{22} k + a_2 = 0$.

17) Eickemeyer S. 36; Launhardt S. 37; Goering S. 14.

gleich entsprechend der Verteilungslinie 2. Ordnung her. Über dieses fertiggestellte Planum findet dann die Förderung entsprechend dem Massenberg bezw. Massental der Verteilungslinie 1. Ordnung, der Hauptverteilungslinie, statt. So wird z. B. bei dem in Text-Abb. 8 dargestellten Falle zuerst das Planum zwischen 2 und 3 nach der Verteilungslinie 2. Ordnung hergestellt. Auf diesem fertigen Planum wird dann die Masse M von der Gewinnungsstelle 3 bis 4 nach der Verwendungsstelle 1 bis 2 gefördert. Auf diese Art der Ver-

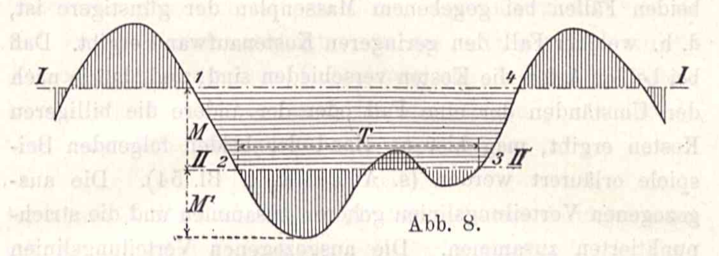


Abb. 8.

Abb. 8a.

teilung beschränken sich Goering und seine Vorgänger. Um die günstigste Lage dieser Verteilungslinie 2. Ordnung zu finden, d. h. die Lage, bei der die Kosten für die Förderung möglichst klein werden, stellt Goering folgende Betrachtung an: Würde die Verteilungslinie 2. Ordnung für sich bestehen, so hätte die günstigste Lage derselben folgender Gleichung zu genügen (Text-Abb. 8a)[18]):

$$(a + e) + \Sigma b = \Sigma t.$$

Da jedoch die Masse M von 3 bis 4 nach 1 bis 2 gefördert werden soll, können Ablagerung und Entnahme bei 2 und 3 nicht in Frage kommen, sondern das letzte Kubikmeter bei 3 muß nach 2 gebracht werden.

An Stelle der Kosten von Ablagerung und Entnahme für 1 cbm treten die Förderkosten T, die entstehen, um 1 cbm von 3 nach 2 zu fördern und zwar mit der Förderart, mit der die Masse M nach ihrer Verwendungsstelle gebracht wird, da das Kubikmeter, das von der Stelle 3 nach 2 kommt, zu dieser Masse M gehört. T wird stets kleiner sein als $(a + e)$, sonst würde eine Verteilungslinie 2. Ordnung nicht bestehen können, sondern es würde statt einer durchlaufenden Verteilungslinie 1. Ordnung und einer 2. Ordnung der Fall der getrennten Verteilungslinien eintreten mit dazwischenliegen-

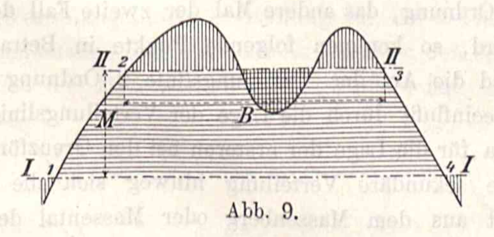


Abb. 9.

den Entnahme- und Ablagerungsstellen. Die Gleichung für die günstigste Lage der Verteilungslinie 2. Ordnuug ist also:

$$T + \Sigma b = \Sigma t.$$

Liegt die Verteilungslinie 2. Ordnung in einem Massenberg der Verteilungslinie 1. Ordnung, so lautet die entsprechende Gleichung (Text-Abb. 9): $B + \Sigma t = \Sigma b.$

18) S. Anm. 10 S. 432.

Wie ersichtlich ist, lassen Goering und seine Vorgänger die Verteilungslinie 2. Ordnung den Massenberg oder das Massental der Verteilungslinie 1. Ordnung vollständig durchschneiden, so wie in den Beispielen der Text-Abb. 8 u. 9 von den Punkten 2 bis zu 3.

Bei näherer Betrachtung der Verteilungslinien 2. Ordnung wird man jedoch bald ersehen, daß außer diesem Fall noch eine zweite Möglichkeit besteht, die unter Umständen wohl Berücksichtigung verdient. Wenn auch bei mehr oberflächlicher Bestimmung der Erdförderkosten, wie z. B. beim Vergleich verschiedener Versuchslinien eines zu entwerfenden Verkehrsweges, der Unterschied in den Kosten bei den verschiedenen Fällen der Verteilungslinie 2. Ordnung nicht sehr in die Wagschale fällt, so bedarf es, wie sich später zeigen wird, bei genauerer Arbeit und besonders bei den ausführlichen Vorarbeiten wohl der Erwägung, welchem der beiden Fälle in bezug auf die Kosten der Vorrang gebührt. Unter Umständen ist es nämlich vorteilhafter, die Verteilungslinie 2. Ordnung nicht vollständig, sondern nur teilweise durch den Massenberg bezw. das Massental der Verteilungslinie 1. Ordnung hindurchgehen zu lassen (Text-Abb. 10). Sie

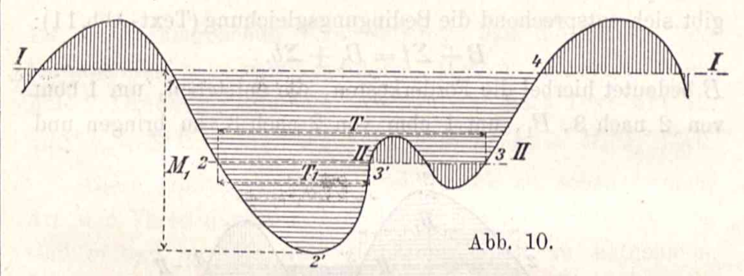


Abb. 10.

beginnt also, wie aus der Abbildung ersichtlich, erst bei 3′ und nicht schon bei 2. Welche Bedeutung hat nun die Verteilungslinie 2. Ordnung in diesem zweiten Fall? Von 3′ bis 3 wird das Planum nach der Verteilungslinie 2. Ordnung hergestellt. Auf diesem fertiggestellten Planum findet die Hauptförderung nur teilweise statt, und zwar wird in dem vorliegenden Falle die Masse M_1 von den Gewinnungsstellen 2′ bis 3′ und 3 bis 4 nach der Verwendungsstelle 2′ bis 2 bis 1 gefördert. Als Massental für die Verteilungslinie 1. Ordnung erhält man hier das Tal 1 2 2′ 3′ 3 4. Der Unterschied in beiden Fällen besteht darin, daß bei vollständig durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung die Masse M für sich und die Masse M' für sich (Text-Abb. 8) jede mit der ihr entsprechenden billigsten Förderart bewältigt wird, während dagegen bei nur teilweise durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung die ganze Masse $M_1 = M + M'$ mit der der Masse M_1 und ihrer mittleren Förderweite entsprechenden billigsten Förderart gefördert wird. Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß beide Fälle auch bei einer Verteilungslinie 2. Ordnung in Frage kommen, die einen Massenberg der Verteilungslinie 1. Ordnung durchschneidet. Ebenso kann auch bei nicht vollständig durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung die Verwendungsstelle für die Hauptförderung in zwei getrennte Abschnitte zerfallen, wie dies vorher bei der Gewinnungsstelle eingetreten war.

Abb. 10a.

Wie lautet nun bei nur teilweise durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung die Bedingungsgleichung für deren günstigste Lage, d. h. für die Lage, bei der der Kostenkleinstwert erreicht wird? Als

selbständige Verteilungslinie müßte sie folgender Bedingungsgleichung genügen (Text-Abb. 10 u. 10a):

$$a + \Sigma b = a + \Sigma t.$$

Berücksichtigt man jedoch, daß eine Verteilungslinie 2. Ordnung vorliegt, so kann in diesem Falle Ablagerung nicht in Frage kommen, da die Masse M_1 von 2' bis 3' und 3 bis 4 nach 2' bis 1 gefördert werden soll (Text-Abb. 10). Die Kubikmeter, die abgelagert werden sollten, gehören zu dieser Masse M_1, müssen also mit der für die Masse M_1 billigsten Förderart von ihrer Gewinnungsstelle nach ihrer Verwendungsstelle gebracht werden. Hiernach erhält man bei einer Verschiebung der Verteilungslinie um 1 cbm nach oben oder unten folgende Bedingungsgleichung für die günstigste Lage der nur teilweise durchgehenden Verteilungslinie 2. Ordnung:

$$T + \Sigma b = T_1 + \Sigma t.$$

T bedeutet hierbei die Förderkosten, die entstehen, um 1 cbm von 3 nach 2, T_1, um 1 cbm von 3' nach 2 zu bringen und zwar mit der Förderart, mit der die ganze Masse M_1 am billigsten gefördert wird.

Für den Fall, daß die Verteilungslinie 2. Ordnung in einem Massenberg der Verteilungslinie 1. Ordnung liegt, ergibt sich entsprechend die Bedingungsgleichung (Text-Abb. 11):

$$B + \Sigma t = B_1 + \Sigma b.$$

B bedeutet hierbei die Förderkosten, die entstehen, um 1 cbm von 2 nach 3, B_1, um 1 cbm von 2 nach 3' zu bringen und

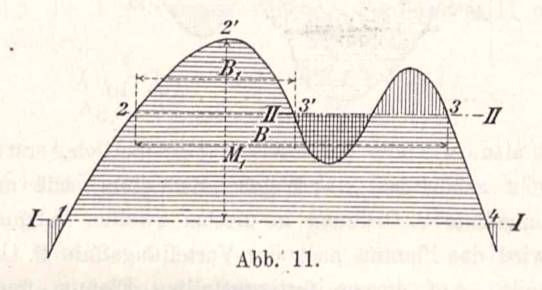


Abb. 11.

zwar mit der Förderart, mit der die Masse M_1 am billigsten von 1 bis 2 bis 2' nach 2' bis 3' und 3 bis 4 gefördert wird. Die Förderkosten T und B müssen selbstverständlich kleiner sein als $(a + e)$, die Kosten für Ablagerung und Entnahme in den Punkten 2 und 3, da sonst getrennte Verteilungslinien anzuordnen wären. Es ist daraus ersichtlich, daß für beide Fälle Gleichungen von verschiedener Form sich ergeben, daß aber die Bedeutung der einzelnen Summanden in bezug auf die Grenzförderweiten die gleiche bleibt. Jedoch ist der Wert der einzelnen Summanden in den beiden Gleichungen ein verschiedener. Im ersten Falle, also bei vollständig durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung, war folgende Bedingungsgleichung für die günstigste Lage der Verteilungslinie 2. Ordnung gefunden worden:

$$T + \Sigma b = \Sigma t \text{ bezw. } B + \Sigma t = \Sigma b.$$

Hierbei kommen für die Grenzförderkosten T und t_1 bezw. B und b_1 (s. Text-Abb. 8 u. 9) verschiedene Förderarten in Frage, nämlich die billigsten Förderarten, die den Massen M und M' und ihren mittleren Förderweiten entsprechen. Im zweiten Fall, also bei teilweise durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung, war die entsprechende Gleichung:

$$T + \Sigma b = T_1 + \Sigma t \text{ bezw. } B + \Sigma t = B_1 + \Sigma b.$$

Hier kommt für T und T_1 bezw. B und B_1 ein und dieselbe Förderart in Anwendung, nämlich die billigste Förderart für die Masse M_1 und deren mittlere Förderweite (Text-Abb. 10 u. 11).

Im allgemeinen werden die Förderarten für M, M' und M_1 verschieden sein, so daß für die Verteilungslinie 2. Ordnung wie für das Massental bezw. den Massenberg der Verteilungslinie 1. Ordnung, die durch die Verteilungslinie 2. Ordnung durchschnitten werden, sich verschiedene Grenzförderkosten ergeben. Deshalb wird jedem der beiden Fälle der Verteilungslinie 2. Ordnung je eine bestimmte Lage derselben und der Verteilungslinie 1. Ordnung entsprechen.

Es wird nun die Frage aufzuwerfen sein, welcher von beiden Fällen bei gegebenem Massenplan der günstigere ist, d. h. welcher Fall den geringeren Kostenaufwand ergibt. Daß bei beiden Arten die Kosten verschieden sind, und daß je nach den Umständen der eine Fall oder der andere die billigeren Kosten ergibt, mag hier an Hand der beiden folgenden Beispiele erläutert werden (s. Abb. 1 u. 2 Bl. 54). Die ausgezogenen Verteilungslinien gehören zusammen und die strichpunktierten zusammen. Die ausgezogenen Verteilungslinien gelten für den Fall der teilweise durchgehenden, die strichpunktierten Verteilungslinien für den Fall der vollständig durchgehenden Verteilungslinie 2. Ordnung. Die Lage derselben entspricht dem jeweiligen Kostenkleinstwert für die Erdarbeiten.

Für die beiden Beispiele sind nun im folgenden die Kosten für beide Fälle der Verteilungslinie 2. Ordnung aufgestellt.

1. Beispiel. Förderkosten bei nur teilweise durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung	89574 Mark
Förderkosten bei vollständig durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung . . .	91364 „
Unterschied	1790 Mark.

In dem hier gewählten Beispiel wäre also die nur teilweise durchgehende Verteilungslinie 2. Ordnung die günstigere.

2. Beispiel. Förderkosten bei teilweise durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung	25775,— Mark
Förderkosten bei vollständig durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung . . .	23808,50 „
Unterschied	1966,50 Mark.

In dem zweiten Beispiel wäre also die vollständig durchgehende Verteilungslinie 2. Ordnung die günstigere.

Legt man sich nun die Frage vor, welche Umstände es bewirken können, daß einmal der eine Fall der Verteilungslinie 2. Ordnung, das andere Mal der zweite Fall der günstigere wird, so kommen folgende Punkte in Betracht. Die Lage und die Art der Verteilungslinie 2. Ordnung wird zunächst beeinflußt durch die Lage der Verteilungslinie 1. Ordnung, da für die Lage der ersteren bei den Grenzförderkosten über die sekundäre Verteilung hinweg sich die Förderart bestimmt aus dem Massenberg oder Massental der Verteilungslinie 1. Ordnung, durch den die Verteilungslinie 2. Ordnung hindurchgeht. Die Lage der Verteilungslinie 1. Ordnung ergibt sich jedoch ihrerseits aus den Grenzförderkosten der von ihr durchschnittenen Massenberge und Massentäler, ist also abhängig von den durch letztere dargestellten Massengrößen und mittleren Förderweiten. Die Lage und Art der Verteilungslinie 2. Ordnung ist also zunächst abhängig von dem ganzen Verlauf der Massenlinie, die von der Verteilungs-

linie 1. Ordnung geschnitten wird. In zweiter Linie wird die Lage und Art der Verteilungslinie 2. Ordnung beeinflußt durch den von ihr selbst durchschnittenen Massenlinienteil, da die für sie in Frage kommenden Grenzförderkosten sich aus der Größe der Massen und den zugehörigen mittleren Förderweiten der durch sie gebildeten Massenberge und Massentäler ergibt. Es geht daraus hervor, daß es hier ausgeschlossen ist, ein allgemein gültiges Merkmal zu finden, aus dem man ohne weiteres bestimmen könnte, welcher von beiden Fällen der günstigere ist, da diese Bestimmung von viel zu viel Veränderlichen abhängt. Ob die eine oder die andere Art der Verteilungslinie 2. Ordnung die billigeren Förderkosten ergibt, darüber kann im allgemeinen nur folgende Gleichung Aufschluß geben:

$$K - K' \gtreqless 0,$$

wenn mit K die Förderkosten für nur teilweise durchgehende, mit K' die Förderkosten für vollständig durchgehende Verteilungslinie 2. Ordnung bezeichnet werden. Ist die linke Seite der Gleichung positiv, so ist die vollständig durchgehende Verteilungsline 2. Ordnung die günstigere, ist sie negativ, so ist die nur teilweise durchgehende Verteilungslinie 2. Ordnung die günstigere; ist sie gleich 0, so sind die Förderkosten in beiden Fällen gleich groß.

Bezeichnet man die einzelnen zu fördernden Massen bei teilweise durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung mit M, die entsprechenden Kosten für das Kubikmeter, um die Masse M auf die zugehörige mittlere Förderweite zu fördern, mit k, die entsprechenden Größen bei vollständig durchgehender Verteilungslinie 2. Ordnung mit M' und k', so nimmt obige Bedingungsgleichung folgende Form an:

$$\Sigma M \cdot k - \Sigma M' \cdot k' \gtreqless 0.$$

Im allgemeinen muß man also die den beiden Fällen der Verteilungslinie 2. Ordnung entsprechenden günstigsten Verteilungslinien aufsuchen und die Förderkosten für beide Fälle vergleichen. Mit den bisherigen Bestimmungsarten für die Kosten wäre hiermit eine ziemlich große Rechen- und Zeichenarbeit und damit ein erheblicher Zeitaufwand verbunden. Mit den neuen Kostenmaßstäben mit gleichzeitiger Berücksichtigung des Steigungskostenzuschlags und des Geltungsbereichs der einzelnen Förderarten ist diese Arbeit erheblich erleichtert, indem, wie früher nachgewiesen wurde, nicht nur die günstigste Massenverteilung, sondern auch die gesamten Förderkosten sehr leicht bestimmt werden können.

Eine Vereinfachung kann dann vorgenommen werden, sobald die Verteilungslinien 1. Ordnung für die beiden Fälle nahe zusammenfallen und die Förderart sich in den einzelnen Massenbergen und Massentälern nicht geändert hat. Es kann

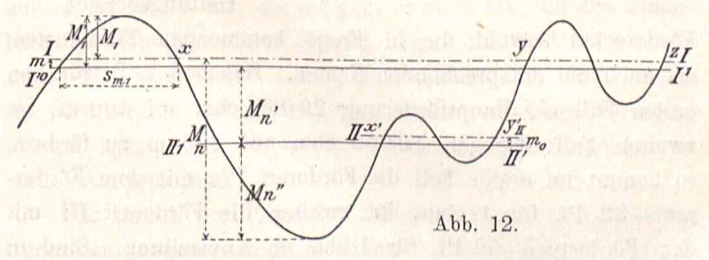


Abb. 12.

nämlich dann obige Bedingungsgleichung auch folgendermaßen geschrieben werden, falls die entsprechenden Glieder in K und K' zusammengenommen werden (Text-Abb. 12):

$$\Sigma (M \cdot k - M' \cdot k') \gtreqless 0.$$

Die linke Seite der Gleichung bedeutet die Summe der Kostenunterschiede in den einzelnen Massenbergen und Massentälern für die beiden Lagen der Verteilungslinien.

$M \cdot k - M'k'$ kann nun gleich $m \cdot k_m$ gesetzt werden, wo m der Unterschied zwischen den beiden Massen M und M' ist, und k_m die Kosten bedeutet, um 1 cbm bei einer Masse M auf die mittlere Entfernung s_m zu fördern, und zwar mit der für M und M' in Frage kommenden Förderart:

$$M \cdot k - M' \cdot k' = m \cdot k_m.$$

Diese Gleichung ist unbedingt richtig bei den Förderarten I, II und III. Bei den Förderarten IVa, IVb und IVc dagegen ist die Gleichung nicht genau richtig. Der Fehler wird jedoch verschwindend klein, wenn m klein ist, was vorausgesetzt wurde. Werden die Grenzen der Längen der Verteilungslinie 1. Ordnung rechts und links von dem durch die Verteilungslinie 2. Ordnung durchschnittenen Massental wie in Text-Abb. 12 mit o bis x und y bis z bezeichnet, so wird:

$$\Sigma_0^x m\, k_m + \Sigma_y^z m\, k_m + (M_n \cdot k_n - M_n' k_n' - M_n'' k_n'') + \Sigma_{x'}^{y'} (M k - M' k') \gtreqless 0.$$

Ist die vorhergehende Voraussetzung, daß die beiden Verteilungslinien nahe zusammenfallen, auch für die Verteilungslinie 2. Ordnung zutreffend, so erhält man nach Text-Abb. 12:

$$m(\Sigma_0^x k_m + \Sigma_y^z k_m) + m_0 \Sigma_{x'}^{y'} k_m + (M_n k_n - M_n' k_n' - M_n'' k_n'') \gtreqless 0.$$

Diese Gleichung erlaubt sehr rasch zu sehen, welche Art der Verteilungslinie 2. Ordnung die günstigere ist. Es sind m und m_0 aus der Zeichnung leicht zu entnehmen. Mit Hilfe der Kostenmaßstäbe können die Werte k_m sehr leicht gefunden werden, da aus der Untersuchung der Verteilungslinien die Förderarten bekannt sind. Die mittlere Entfernung, auf die die Massen m gefördert werden, ergeben sich aus der Zeichnung ohne weiteres. Die einzelnen Werte von k_m addiere man unter Berücksichtigung des Vorzeichens und multipliziere die Endsumme mit m. Es bleibt dann nur noch die Ausrechnung des Klammerwertes

$$(M_n k_n - M_n' k_n' - M_n'' k_n'').$$

Eine wesentliche Vereinfachung ergibt sich, wenn für beide Fälle der Verteilungslinie 2. Ordnung die Verteilungslinie 1. Ordnung dieselbe Lage einnimmt. Der Einfluß der Verteilungslinie 1. Ordnung fällt dann aus der Gleichung heraus. Dieser Fall tritt z. B. dann ein, wenn bei beiden Arten der Verteilungslinie 2. Ordnung die Grenzförderkosten für den durch sie durchschnittenen Massenberg oder -tal bei der Verteilungslinie 1. Ordnung dieselben bleiben, oder der Unterschied der beiden in Frage kommenden Grenzförderkosten so gering ist, daß er in der Zeichnung nicht zum Ausdruck kommt, wenn die Verteilungslinie beide Male den Anfangs- oder Endpunkt der Massenlinie berührt oder an einen Höchst- oder Tiefstpunkt der Massenlinie tangiert, und zuletzt, wenn die Verteilungslinie 1. Ordnung beide Male durch ein und dieselbe Fördergrenze geht (Text-Abb. 13 bis 15). In diesen Fällen genügt sehr oft die Untersuchung des einen Falles der Verteilungslinie 2. Ordnung. Durch eine einfache Überlegung läßt sich dann meistens ohne weiteres bestimmen, ob für beide Fälle der Verteilungslinie 2. Ordnung die entsprechenden Verteilungslinien 1. Ordnung zusammenfallen oder nicht. Diese Fälle treten z. B. ein, wenn in Text-Abb. 13 die Gleichung

der Verteilungslinie 1. Ordnung in beiden Fällen nach unten, in den Text-Abb. 14 und 15 beide Male nach oben weist. Dann vereinfacht sich die Gleichung $K - K' \gtreqless 0$ z. B. in dem in Text-Abb. 15 dargestellten Fall folgendermaßen:

$$(M_{4_5} k_{4_5} - M_4' k_4' - M_5' k_5') + (M_6 k_6 - M_6' k_6') + (M_7 k_7 - M_7' k_7') \gtreqless 0.$$

Ist m_0 klein, so kann gesetzt werden:

$$(M_{4_5} k_{4_5} - M_4' k_4' - M_5' k_5') + m_0 (k_{6m} - k_{7m}) \gtreqless 0.$$

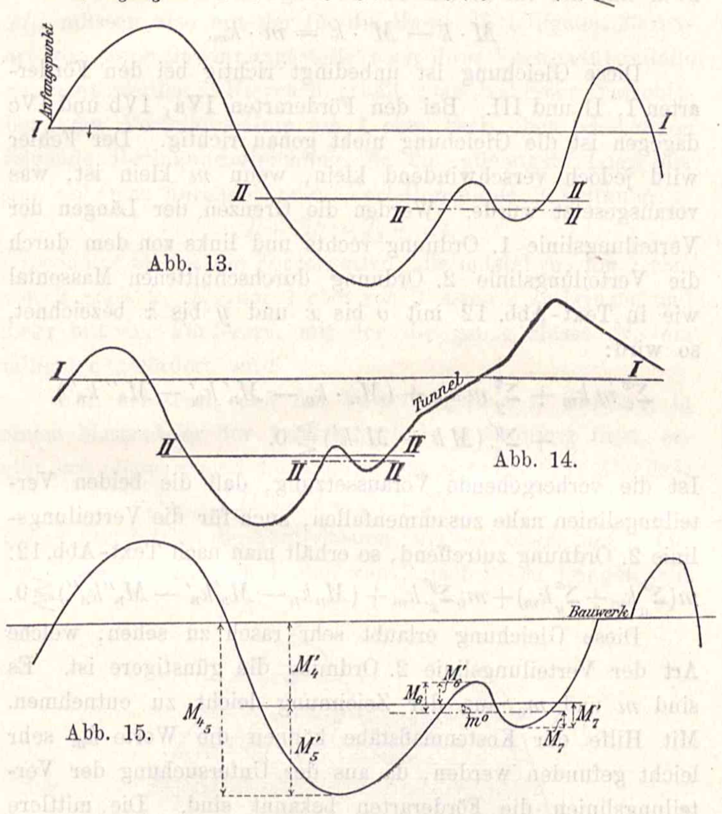


Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 15.

Hier darf sich natürlich der früheren Voraussetzung nach die Förderart bei den durch die Verteilungslinien 2. Ordnung durchschnittenen Massenbergen und Tälern nicht geändert haben.

Würde auch bei der Verteilungslinie 2. Ordnung in beiden Fällen sich dieselbe Lage ergeben, so würde die Bedingungsgleichung die Form annehmen:

$$(M_{4_5} k_{4_5} - M_4' k_4' - M_5' k_5') \gtreqless 0.$$

Wann dieser Fall eintreten kann, ist durch eine einfache Überlegung aus den Kostenmaßstäben zu entnehmen. Gleichzeitig ergibt sich, daß er nur ausnahmsweise eintreten wird. Es müssen nämlich dann nach Text-Abb. 8 und 10 z. B. für beide Fälle der Verteilungslinie 2. Ordnung die Grenzförderkosten für die Förderungen von 1 cbm von 3′ nach 2 und 3 nach 2 gleich sein und gleichzeitig die Verteilungslinie 1. Ordnung für beide Fälle dieselbe Lage einnehmen. Dieser Fall tritt z. B. ein, wenn M' mit I, M mit III, dagegen M_1 mit II gefördert wird und die Entfernungen 3′-2 und 3-2 die in Text-Abb. 16 dargestellten Größen annehmen. Weitere Möglichkeiten sind aus den Kostenmaßstäben zu entnehmen. — Hat man in ein und demselben Massenberg bezw. Massental mehrere Verteilungslinien 2. Ordnung, so ist für jede die oben angegebene Untersuchung durchzuführen (Text-Abb. 17).

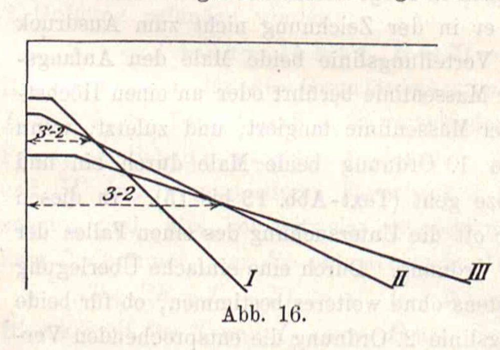


Abb. 16.

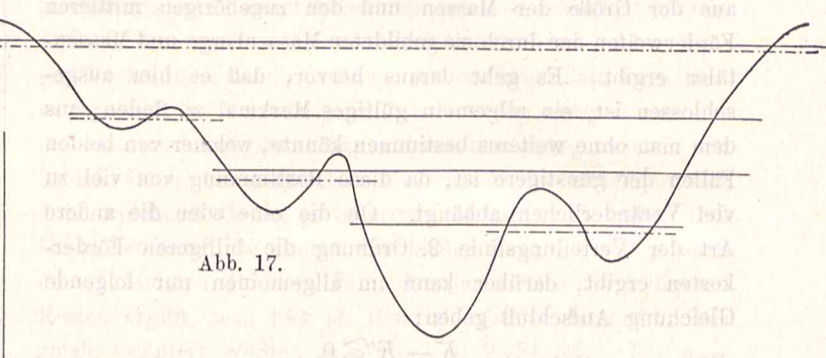


Abb. 17.

Es bliebe jetzt noch bei der teilweise durchgehenden Verteilungslinie 2. Ordnung zu erläutern, welcher Massenberg oder welches Massental von der Verteilungslinie 2. Ordnung nicht durchschnitten werden soll. Für gewöhnlich wird es der Massenberg oder das Massental sein, bei welchem bei der größeren Masse die kleinere Förderweite vorhanden ist. Aus den Gleichungen für die Förderkosten kann entnommen werden, daß je größer die Masse und je kleiner der Weg wird, um so billiger die Kosten werden: $k = a + b\,l + \frac{c\,l}{M}$. Je größer also in Text-Abb. 18 M_2 wird, um so billiger wird die Hauptförderung von $M_1 + M_2$; je kleiner e_2 wird, wenn e den Schwerpunktsabstand bedeutet, um so kleiner wird der Schwerpunktsweg e_{12} für $M_1 + M_2$, wenn der Schwerpunktsweg für M_1 e_1 ist. Würde dagegen nach Text-Abb. 19 verteilt werden, so würde die Masse der Hauptförderung eine kleinere sein, der mittlere Förderweg ein größerer. Hat man in beiden Fällen für die Hauptförderung die gleiche Förderart, so ist die Richtigkeit des vorher angegebenen Satzes aus den Kostengleichungen ohne weiteres ersichtlich. Hat man dagegen in beiden Fällen verschiedene Förderarten, so ergibt ein Blick auf die Kostenmaßstäbe durch den Geltungsbereich der Förderarten sowohl die in Frage kommenden Förderarten, als auch die entsprechenden Kosten. Hat man z. B. für den ersten Fall als Hauptförderung 20000 cbm auf 400 m, im zweiten Fall dagegen 10000 cbm auf 600 m zu fördern, so kommt im ersten Fall die Förderart IVa mit dem Förderpreis 32 Pf. für 1 cbm, im zweiten die Förderart III mit dem Förderpreis 56 Pf. für 1 cbm in Anwendung. Sind in einem anderen Beispiel im ersten Fall 20000 cbm auf 500 m, im zweiten Fall dagegen 15000 cbm auf 700 m zu fördern, so kommt im ersten Fall die Förderart IVa mit 37 Pf., im zweiten die Förderart IVb mit 52 Pf. für 1 cbm in Frage.

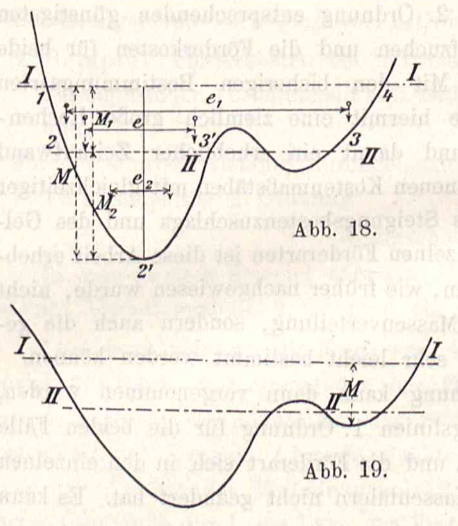


Abb. 18.

Abb. 19.

Für gewöhnlich ist also bei der nur teilweise durchgehenden Verteilungslinie 2. Ordnung der Massenlinienteil nicht zu durchschneiden, der die größte Masse und den kleinsten Weg aufweist. In zweifelhaften Fällen jedoch gibt eine vergleichende Kostenberechnung über diesen Punkt Aufschluß.

Schlußfolgerungen.

Aus den obigen Auseinandersetzungen ist ersichtlich, daß der von Goering und seinen Vorgängern allein besprochene Fall einer vollständig durchgehenden Verteilungslinie 2. Ordnung nicht immer der günstigere ist, daß vielmehr eine nur teilweise durchgehende Verteilungslinie 2. Ordnung öfters geringere Kosten ergeben kann. Will man jedoch den günstigeren der beiden Fälle ermitteln, so sind die Kosten für die Erdarbeiten bei den beiden Arten der Verteilungslinie 2. Ordnung zu vergleichen. Der Vergleich ergibt ohne weiteres den günstigeren Fall. Auch bei diesen Untersuchungen lassen sich die im vorhergehenden Abschnitte angegebenen Kostenmaßstäbe mit Vorteil anwenden.

IV. Berücksichtigung von Übergangswerken im Massenplan.

Bei den allgemeinen Vorarbeiten für Eisenbahnen werden sehr oft die zur Herstellung der Rampen bei Übergangswerken erforderlichen oder verfügbaren Massen unberücksichtigt gelassen. Diese Massen sind jedoch in bezug auf die Massen des Bahnkörpers, wenigstens bei Flachland- und Hügellandbahnen, unter Umständen doch so erheblich, daß sie nicht nur bei den ausführlichen Vorarbeiten sondern auch bei den allgemeinen Berücksichtigung finden müssen. Es fragt sich nun, wie diese Massen der Übergangswerke im Massenplan dargestellt werden können, und wie sich bei Berücksichtigung dieser Massen im Massenplan die günstigste Massenverteilung finden läßt. Zur Beantwortung der ersten Frage gibt Oppermann in seinem Werke über „Die Vorarbeiten für Schiffahrtskanäle oder ähnliche Anlagen“[19]) eine Andeutung. Doch sind seine Angaben hierbei entsprechend dem Zwecke dieses Werkes nicht allgemein gehalten, sondern sie beziehen sich ausschließlich auf Schiffahrtskanäle, bei denen man es meistens mit im Damm liegenden Überführungen zu tun hat. Diesen Fall hat auch Oppermann ausschließlich in seinem Beispiel auf Blatt 4 seines Atlasses zum eben erwähnten Werke angenommen. Bei allgemeiner Behandlung des Gegenstandes wird man jedoch sehen, daß eine ganze Reihe von verschiedenen Fällen bei der Darstellung im Massenplan zu unterscheiden sind. Zur Beantwortung der zweiten Frage, wie bei Berücksichtigung der Erdarbeiten für die Übergangswerke die günstigste Massenverteilung gefunden wird, gibt Oppermann an, daß man die Massen so verteilen müsse, daß die Kosten für die Erdarbeiten möglichst klein werden; doch wie diese Verteilung zu finden ist, darauf geht er nicht ein, da dies außerhalb des Rahmens seiner Schrift liegt. Es wird zu erörtern sein, ob hier nach der gewöhnlichen Art und Weise der Ermittlung der günstigsten Massenverteilung verfahren werden kann, oder ob hierbei besondere Gesichtspunkte zu berücksichtigen sind.

Der Zweck der folgenden Zeilen soll nun sein, die von Oppermann angedeutete Darstellungsweise der für die Rampen der Übergangswerke erforderlichen bezw. in diesen verfügbaren Massen zu verallgemeinern und die günstigste Massenverteilung bei Berücksichtigung dieser Massen im Massenplan zu finden. Wenn die Untersuchung hierbei auf die Besprechung von Wegübergang, Wegunterführung und Wegüberführung beschränkt wird, so sind hiermit dennoch alle möglichen Fälle von Kreuzungen zweier Verkehrswege berücksichtigt. Solche Fälle wären z. B. Kreuzung von Kanal und Weg, von Kanal und Eisenbahn, Verlegung eines Baches oder eines Flusses unter einer Eisenbahn.

Wie Oppermann denke man sich die zur Herstellung der Rampen an der Kreuzung beider Verkehrswege erforderlichen oder fortzuschaffenden, nicht zum Bahnkörper gehörenden Massen an der Kreuzungsstelle vereinigt. Es ergibt sich also bei der Darstellung dieser Massen im Massenplan eine senkrechte Linie, die steigend angeordnet ist, falls die Massen des Übergangswerkes verfügbar, fallend, falls die Massen erforderlich sind. Die Länge der Senkrechten gibt ohne weiteres die Größe der Massen an. Diese Darstellungsweise ergibt vier Möglichkeiten, je nachdem Bahn und Weg beide im Damm oder beide im Einschnitt liegen, je nachdem die Bahn im Einschnitt, der Weg aber im Damm ist, oder umgekehrt. Diese vier Möglichkeiten ergeben folgende Massenpläne (Text-Abb. 20).

Diese Annahme dürfte bei Wegübergängen wohl meistens vorteilhaft sein. Bei Wegüberführungen und Wegunterführungen, manchmal auch bei Wegübergängen kann diese Anordnung je nach den örtlichen Verhältnissen zu Unzuträglichkeiten führen.

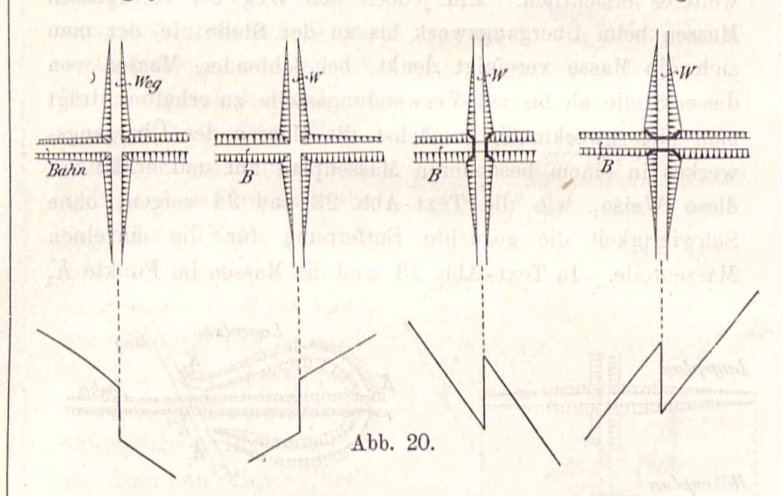


Abb. 20.

Nimmt man z. B. die Verhältnisse, wie sie sich aus der Örtlichkeit ergeben haben und in Text-Abb. 21 gekennzeichnet sind. In diesem Falle wird man sich nicht die Masse der Rampen im Kreuzungspunkte K vereinigt denken, sondern an der früheren Kreuzungsstelle K_1, da man in diesem Falle zweckmäßig von dem Punkte K_1 aus bei im Damm liegender Straße die Masse, die aus dem Bahnkörper

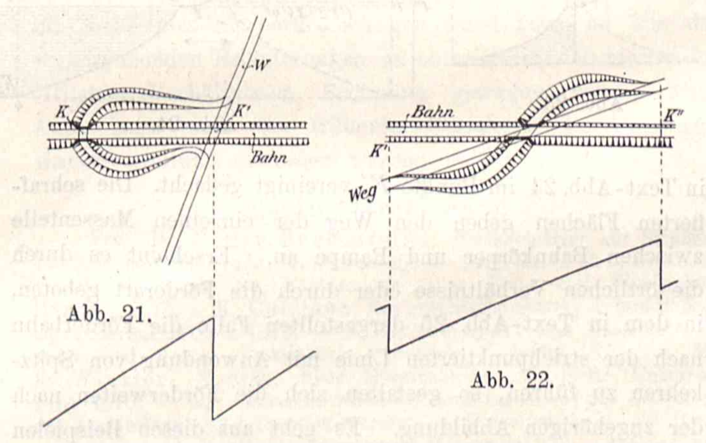


Abb. 21. Abb. 22.

19) Seite 39 und 40 des angegebenen Werkes.

kommt, nach ihrer Verwendungsstelle bringen kann. Bei dem in Text-Abb. 22 angedeuteten Falle wird man auch die Massen der Wegrampen sich nicht im Kreuzungspunkte K vereinigt denken, sondern der bequemeren Herstellung der Rampen wegen in K' und K'', von welchen Punkten aus die Ausschüttung des Dammes beginnt. Der Massenplan erhält die in Text-Abb. 22 angedeutete Form. Diese Auseinandersetzung gilt unabhängig davon, ob beide Verkehrswege im Einschnitt oder im Damm sind, oder ob einer im Einschnitt, der andere aber im Damm liegt. Es geht daraus hervor, daß bei Berücksichtigung der Übergangswerke im Massenplan die örtlichen Verhältnisse zu beachten sind.

Außer der Größe der Massen der Rampen bei Übergangswerken ist noch die Kenntnis der Wege, den diese Massen zurückzulegen haben, von Wichtigkeit. Ist die Masse des Übergangswerkes verfügbar, so wird sie zunächst bis in den Bahnkörper und von dort nach ihrer Verwendungsstelle gebracht; ist sie dagegen erforderlich, so wird sie von ihrer Gewinnungsstelle zunächst im Bahnkörper bis zum Punkt, in dem man sich die Masse vereinigt denkt, und sodann von dort nach den herzustellenden Rampen gefördert. Von Ablagerungen und Entnahmen ist hier abgesehen, da sie gegenüber der gewöhnlichen Darstellungsweise nichts Neues bieten. Der Wegteil im Bahnkörper selbst ist im Massenplan ohne weiteres ersichtlich. Um jedoch den Weg bei verfügbaren Massen beim Übergangswerk bis zu der Stelle, in der man sich die Masse vereinigt denkt, bei fehlenden Massen von dieser Stelle ab bis zur Verwendungsstelle zu erhalten, trägt man sich zweckmäßig zunächst die Massen des Übergangswerkes in einem besonderen Massenplan auf und erhält auf diese Weise, wie die Text-Abb. 23 und 24 zeigen, ohne Schwierigkeit die gesuchte Entfernung für die einzelnen Massenteile. In Text-Abb. 23 sind die Massen im Punkte K,

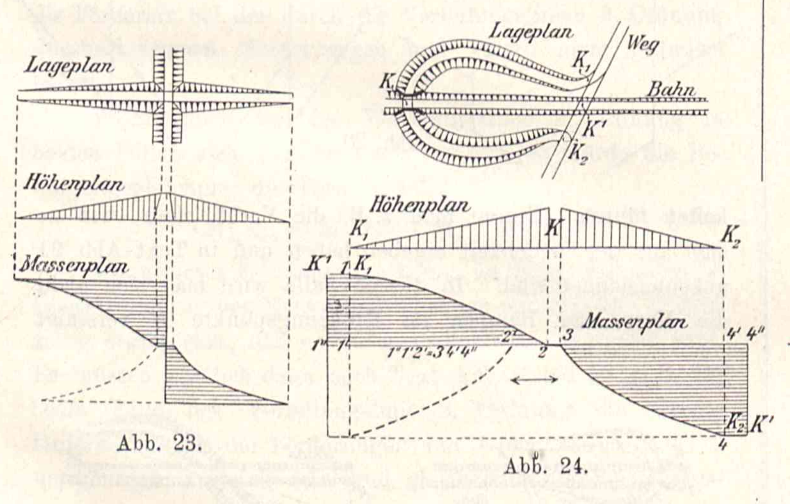


Abb. 23. Abb. 24.

in Text-Abb. 24 im Punkte K' vereinigt gedacht. Die schraffierten Flächen geben den Weg der einzelnen Massenteile zwischen Bahnkörper und Rampe an. Erscheint es durch die örtlichen Verhältnisse oder durch die Förderart geboten, in dem in Text-Abb. 25 dargestellten Falle die Förderbahn nach der strichpunktierten Linie mit Anwendung von Spitzkehren zu führen, so gestalten sich die Förderweiten nach der zugehörigen Abbildung. Es geht aus diesen Beispielen hervor, daß bei der Bestimmung der Förderweiten der Massen der Übergangswerke den örtlichen Verhältnissen und den Sonderheiten der Förderart die weitgehendste Berücksichtigung zuteil werden kann. Diese Förderweiten trägt man in den Massenplan der Bahnlinie ein und zwar für die einzelnen Massenteile wagerecht an letztere an, damit die Darstellung

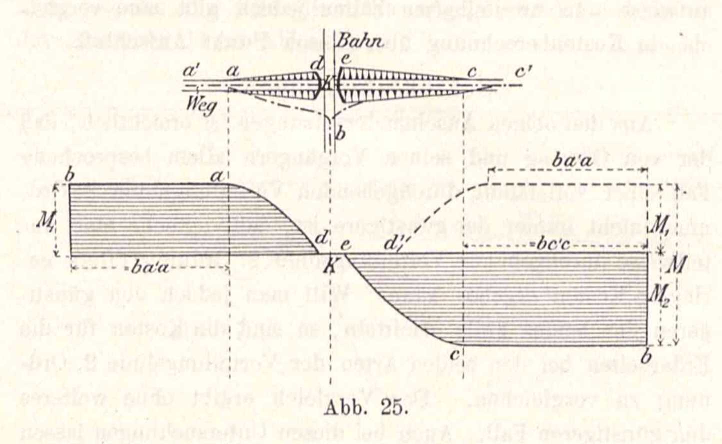


Abb. 25.

der Massen des Übergangswerkes und deren Förderweiten mit der üblichen Darstellung der Massenpläne in Einklang steht. Die soeben ermittelten Förderweiten müssen jedoch, falls die Massen des Übergangswerkes in den Bahnkörper gefördert oder aus letzterem geholt werden, stets als Vergrößerung des Förderweges im Bahnkörper in die Erscheinung treten, so wie dies in Text-Abb. 26 geschehen ist. Es ist aus der Abbildung auch zu entnehmen, daß man vorteilhaft die Förderwege der Massen der Übergangswerke nach beiden Seiten der Massenlinie aufträgt, da die Lage der Verteilungslinie von vornherein nicht festliegt. Werden die Massen des Übergangswerkes seitlich entnommen oder abgelagert, so tritt die übliche Art der Darstellung der Seitenentnahme und Ablagerungen an den Platz. Selbst der Fall, der vielleicht seltener in Frage kommt, daß die Straße zunächst an der Bahn im Damm liegt und nachträglich noch in Einschnitt kommt oder umgekehrt, kann, wie das Beispiel in Text-Abb. 27 zeigt, auf sehr einfache Weise Berücksichtigung finden. Die Bahn liegt hier im Damm, und die Straße verläuft beiderseits der Bahn im Damm, sodann geht sie aber von Querschnitt b ab in Einschnitt über. 1 bis 2 ist die Dammasse, 2 bis 3 die Einschnittmasse des Weges. Die Dammasse 3 bis 2 und die Einschnittmasse 2 bis 3 gleichen sich in der Straße gegenseitig aus; zur weiteren Förderung in den Damm der Straße von außerhalb der Straße gelangt die Masse 1 bis 3. Die schraffierten Flächen geben in der Abbildung die Förderwege der einzelnen Massenteile an. Durch die Fläche $2''$ $3''$ $3'''$ werden die Wege der Einschnittsmasse 2 bis 3 bis zum Punkt b gekennzeichnet.

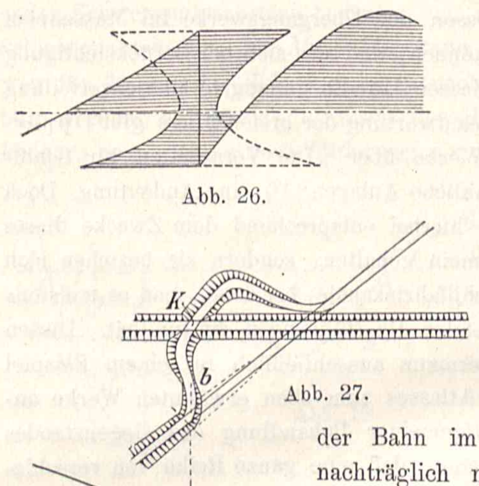


Abb. 26.

Abb. 27.

Nachdem nun die Massen der Übergangswerke im Massenplan ihrer Größe und ihren Förderweiten nach zur Darstellung gebracht worden sind, fragt es sich, wie unter Berücksichtigung dieser Massen die günstigste Massenverteilung gefunden werden kann. Es wird zu erörtern sein, ob diese nach der gewöhnlichen Bestimmungsweise vorgenommen werden kann, oder ob hierbei besondere Gesichtspunkte zu beachten sind. Zunächst wäre die Förderart zu besprechen. Hat sich eine der Förderarten I, II oder III als die billigste für den betreffenden Massenberg oder das Massental, zu dem die Masse des Übergangswerkes gehört, ergeben, so ist man in diesen Fällen durch die Lage der Förderbahn nicht eingeschränkt, und man wird die Massen, die am Übergangswerk verfügbar oder erforderlich sind, mit ein und derselben Förderart bewältigen, nicht zuerst diese Massen mit einer Förderart von 1 bis 2 nach 1′ bis 2′ im Bahnkörper fördern und dann mit einer anderen Förderart diese Masse von 1′ bis 2′ nach der eigentlichen Verwendungsstelle 1″ bis 2″ bringen (siehe Text-Abb. 28). Bei verfügbaren Massen am Übergangswerk ist dieselbe Betrachtung maßgebend. Man wird daher so viel wie möglich mit einer und derselben Förderart arbeiten, da die Mehrkosten, die bei der Förderung der Massen des Übergangswerkes durch Vergrößerung der Förderweite entstehen, geringer sind als die Förderkosten, um die Masse des Übergangswerkes von der Stelle, in der man sie vereinigt dachte, mit besonderer Förderart nach der Rampe oder umgekehrt zu bringen. Davon überzeugt ein Blick auf die Kostenmaßstäbe. Bei den Förderarten mit Rollgleisen, also bei den Förderarten IVa, IVb und IVc ist man jedoch bei der Lage des Fördergleises an die örtlichen Verhältnisse gebunden. Außerdem ist hierbei von Einfluß die Größe der Masse des Übergangswerkes und der Weg derselben von dem Ort im Bahnkörper, in der man die Masse vereinigt denkt, bis zum Übergangswerk selbst oder umgekehrt. Lassen es bei ziemlich großen Massen im Übergangswerk die örtlichen Verhältnisse zu, die Förderbahnen bis zum Gewinnungs- oder Verwendungsort im Übergangswerk zu führen, so ist es vorteilhafter die Massen auf einmal zu fördern. Gestatten die örtlichen Verhältnisse dies dagegen nicht, so wird die Masse, wenn sie verfügbar ist, bis an den Bahnkörper mit einer bestimmten Förderart befördert und getrennt davon im Bahnkörper nach der Verwendungsstelle gebracht. Der umgekehrte Fall liegt vor, wenn die Massen im Übergangswerk erforderlich werden. Für die Massenverteilung hat dann der Massenplan nicht die in Text-Abb. 28 gezeichnete Begrenzung 2′2″1″1′, sondern verläuft zwischen 2″1″ senkrecht. Die Verteilung der Masse 2′ bis 1′ nach 2″1″ geschieht dann unabhängig davon mit besonderer Förderart, die sich aus der Größe der Masse und der entsprechenden mittleren Förderweite ergibt.

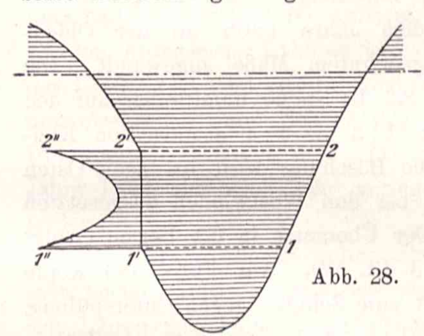
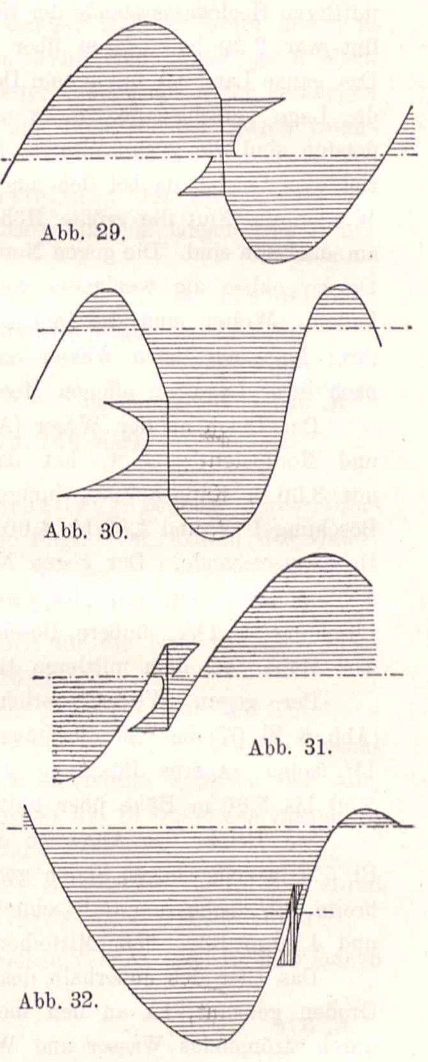


Abb. 28.

Nach diesen Erläuterungen kann nun zur eigentlichen Massenverteilung übergegangen werden. Der Fall, bei dem die Masse in zwei verschiedenen Abschnitten mit je einer Förderart behandelt wird, bietet gegenüber der üblichen Behandlungsweise der Massenverteilung nichts Neues. Es wird daher hier nur der Fall zu betrachten sein, wo die Massen des Übergangswerkes mit ein und derselben Förderart bewältigt werden. Liegen am Übergangswerk beide Verkehrswege im Damm oder beide im Einschnitt, so wird die Verteilungslinie entweder die Masse des Übergangswerkes schneiden oder nicht. Je nachdem erhält man die Anordnungen in Text-Abb. 29 und 30. Bei Text-Abb. 29 kommt die Masse für das Übergangswerk von zwei auf entgegengesetzten Seiten der Kreuzungsstelle liegenden Gewinnungsstellen her oder kommt nach zwei auf entgegengesetzten Seiten des betreffenden Punktes liegenden Verwendungsstellen hin. In Text-Abb. 30 wird diese Masse nach einer Verwendungsstelle hin bezw. von einer Gewinnungsstelle her gefördert. — Liegt jedoch der eine Verkehrsweg im Damm, der andere im Einschnitt, so haben wir für die Masse des Übergangswerkes stets zwei Verwendungstellen bezw. zwei Gewinnungsstellen unabhängig davon, ob diese Masse von der Verteilungslinie durchschnitten wird oder nicht. Text-Abb. 31 entspricht dem Falle, daß die Verteilungslinie die betreffende Masse durchschneidet. Schneidet die Verteilungslinie die Masse nicht, wie in Text-Abb. 32, so bleibt ein Teil des Massenplans durch die Verteilungslinie unausgeglichen. Der Ausgleich ist dann an dieser Stelle durch eine Verteilungslinie 2. Ordnung vorzunehmen.


Abb. 29. Abb. 30. Abb. 31. Abb. 32.

Schlußfolgerung.

Es ist somit möglich, die Massen der Übergangswerke im Massenplan zu berücksichtigen, und zwar ist aus den vorhergehenden Erläuterungen zu entnehmen, daß hierbei den örtlichen Verhältnissen Rechnung getragen werden kann. Auch kann nach den früheren Verfahren die günstigste Massenverteilung gefunden werden.

Quellenverzeichnis:

Prof. Dr. C. M. v. Bauernfeind: Vorlegeblätter zur Straßen- und Eisenbahnbaukunde, München 1856. — Prof. Dr. C. M. v. Bauernfeind: Grundriß der Vorlesungen über Erd- und Straßenbau, München 1875. — K. Culmann: Die graphische Statik, 1. und 2. Auflage, Zürich 1866 u. 1875. — F. Eickemeyer: Das Massennivellement und dessen praktischer Gebrauch, Leipzig 1870. — Dr. E. Winkler: Vorträge über Eisenbahnbau, 5. Heft: Unterbau, Prag 1870. — Das Massennivellement von Launhardt, Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover 1874, 20. Band. — Launhardt: Das Massennivellement, Hannover 1877. — A. Goering: Massenverteilung, Massenermittlung und Förderkosten der Erdarbeiten, 4. Auflage, Berlin 1907. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Band I, Abt. 1, Bearbeitung nach Goering. — Oppermann: Die Vorarbeiten für Schiffahrtskanäle oder ähnliche Anlagen, Leipzig 1895.

Unterhaltungskosten des Deiches und der Uferwerke im zweiten Deichbande (Baubezirk Butjadingen) Herzogtum Oldenburg.

(Mit Abbildungen auf Blatt 57 im Atlas.)

Butjadingen, der nordöstliche Teil des Herzogtums Oldenburg, wird im Osten und Nordosten von der Weser, im Norden und Westen von der Nordsee und vom Jadebusen begrenzt (Übersichtskarte, Abb. 1 Bl. 57). Der Boden ist Marschland, er liegt 0,60 m über, bis 1,50 m unter dem mittleren Hochwasserstande der Nordsee. Die höchste Sturmflut war 3,20 bis 3,40 m über dem mittleren Hochwasser. Das ganze Land ist mit einem Deiche umgeben, der je nach der Lage verschiedene Stärke und Höhe hat. Am gefährdetsten sind die gegen Westen, Nordwesten und Norden gerichteten Deiche, da bei den aus dieser Richtung kommenden Winden die Flut die größte Höhe erreicht und die Wellen am stärksten sind. Die gegen Nordosten und Osten gerichteten Deiche haben am wenigsten von Fluten und Stürmen zu leiden. Weiter sind die Deiche verschieden stark je nach ihrer Lage am tiefen Wasser oder hinter Grodenland, und nach ihrer Lage am offenen Meer oder am Weserstrom.

Der Deich an der Weser (Abb. 2 Bl. 57), gegen Osten und Nordosten geneigt, hat danach die geringste Stärke mit 3,60 m Kappenbreite, innere Böschung $1:1^1/_2$, äußere Böschung 1 : 2, und 4,30 bis 4,60 m Höhe über dem mittleren Hochwasserstande. Der gegen Nordnordost und Norden gerichtete Deich hat eine Kappenbreite von 3,60 m, innere Böschung $1:1^1/_2$, äußere Böschung 1 : 3 (im Mittel) und 5 m Höhe über dem mittleren Hochwasser.

Der gegen Westen gerichtete Deich am Jadebusen (Abb. 3 Bl. 57) hat bei allerdings nur 3 m Kappenbreite und $1^1/_2$ facher innerer Böschung 4 fache Außenböschung und 5,30 bis 5,80 m Höhe über mittlerem Hochwasser.

Ein Deich, der Ahndeich am Jadebusen (Abb. 4 bis 6 Bl. 57), welcher gegen Süden gerichtet ist, hat 3 m Kappenbreite, $1^1/_2$ fache innere Böschung, 4 fache äußere Böschung und 4,90 m Höhe über Mittelhochwasser.

Das Ufer des außerhalb des Deiches liegenden Landes, Groden genannt, ist an den meisten Stellen dem Abbruch durch strömendes Wasser und Wellenschlag ausgesetzt. An anderen Stellen findet auch Anwachs statt, gefördert durch künstliche Mittel dort, wo der Anwachs lohnend ist. Kommt der Abbruch des Grodens dem Deiche zu nahe, so daß dieser gefährdet scheint, oder will man Vorland behalten zum vermehrten Schutze des Deiches, so ist das Ufer gegen den Abbruch durch Buschschlengen (Buhnen) geschützt. An gefährdeten Stellen, wo die Schlengen nicht genügenden Schutz gegen Uferabbruch gewährten, ist das Ufer selbst durch Steine geschützt, an weniger gefährdeten Stellen an flachem Wasser auch durch Rasen, und wo sich Anwachs zeigt oder erwarten läßt, sind Arbeiten im Watt vorgenommen, Wattgrüppen und Sodendämme hergestellt, die die Aufschlickung befördern.

Die Deiche bestehen im wesentlichen aus Kleierde mit einer Grasnarbe. Außen- und innendeichs ist eine Berme von 4 bis 6 m Breite und je ein Graben, Rhynschloot genannt, zur Entwässerung des Deiches und des anliegenden Landes.

Die Schlengen an der Weser sind als Senkschlengen aus Busch hergestellt, die übrigen Buschschlengen an der Nord- und Westseite Butjadingens werden als Wattschlengen bei Niedrigwasser im Trocknen hergestellt. Die Neubaukosten betragen etwa 6 Mark für 1 cbm.

Die Deckung des Ufers mit Feldsteinen erfolgt in der Weise, daß das nach einer Böschung $1:3^1/_2$ bis 1 : 4 abgeböschte Ufer mit dreifach übereinandergelegten Moorsoden von 0,30 m im Geviert und 6 cm Stärke abgedeckt, und darauf im Mittel 0,50 m (Abb. 5 Bl. 57) starke Feldsteine dicht aneinandergelegt werden. Feldsteinböschungen sind in letzter Zeit nicht mehr hergestellt. Die im Jahre 1836 (nach Tenge II. Deichband) hergestellten Feldsteinbänke kosteten 9,10 Mark für 1 qm.

Die Abdeckung der Böschungen mit hartgebrannten Ziegelsteinen wird seit dem Jahre 1808 an der Oldenburgischen Küste in ausgedehntem Maße angewandt. Die Ausführung geschieht so, daß die Steine unmittelbar auf den nach einer Böschung von 1 : 3 bis 1 : 4 abgeflachten Kleiboden gesetzt werden. Die Böschung wird bei nach Osten liegenden Ufern 1 : 3 und bei den Westwinden ausgesetzten Ufern 1 : 4 hergestellt. Der Übergang in die Berme erfolgt mit einem Bogen (Abb. 3 Bl. 57). Am Fuße und Kopfe sind Holzwände hergestellt zum Schutze gegen Unterspülung.

Die Kosten der Ziegelsteinböschungen betrugen früher, etwa im Jahre 1840, 3 Mark, jetzt 4 bis 4,50 Mark für 1 qm Ziegelsteinpflaster in Streckschichten, also $^1/_2$ Stein = 11 cm stark, und 7,50 bis 8 Mark für 1 qm Kopfsteinpflaster, 1 Stein = 22 cm stark. Kopfsteine werden dort verwendet, wo ein breites Pflaster den Westwinden und Fluten ausgesetzt ist.

Nachstehend ist eine Zusammenstellung der Unterhaltungskosten an den Deichen, Steinböschungen, Schlengen, Buschwerken und Wattarbeiten in den Jahren von 1876, zum Teil auch erst von 1880 und von 1891 an bis zum Jahre 1902 gegeben. Die Kosten sind in den meisten Fällen getrennt nach den einzelnen Aufsichtsbezirken, Deichzüge genannt, berechnet. An der Jade und Ahne sind sie jedoch zusammengefaßt, für die Strecken des 14., 15., 16. Zuges, soweit diese an der Jade liegen, und für den 16. und 17. Zug, soweit diese an der Ahne liegen, weil diese ihrer gleichen Lage und der gleichartigen Schutzanlagen wegen zusammengehören.

Die Längen der Deichzüge sind folgende:

9. Zug	8900 m
10. „	5600 „
11. „	7400 „
12. „	8100 „
13. „	6000 „
14. „	3900 „
15. „	4200 „
16. „	3100 „
17. „	5300 „
18. „	7819 „
zusammen	60 319 m.

	Übertrag 60 319 m
Davon ist vom II. Deichbande nicht zu unterhalten die Strecke im preußischen Gebiete bei Eckwarderhörne	349 m
Also Länge des Deiches im II. Deichbande	59 970 m.

In der Übersichtskarte (Abb. 1 Bl. 57) sind die einzelnen Deichzüge angegeben.

Unterhaltung im 9. Deichzuge, vom Beckumer bis Flagbalger Siel = 8900 m lang.

Der in der Hauptrichtung von Süden nach Norden laufende Deich hat einen im Mittel 100 m breiten hohen Groden vor sich, zudem auf dem Außengroden südlich, bei und nördlich Nordenham den Bahnhof Nordenham, gewerbliche Anlagen, so daß der Deich recht geschützt liegt. Vom Beckumer Siel bis südlich Nordenham ist infolge der Arbeiten der Weserkorrektion eine bedeutende Aufschlickung des hier liegenden Weserarmes erfolgt, vor Bahnhof Nordenham unterhält die Eisenbahnverwaltung Ufer und Schlengen, und vor den Anlagen der Kabelwerke haben diese die Unterhaltung des Ufers. Es sind zwölf Schlengen vorhanden gewesen, die teilweise schon unter Schlick liegen, teilweise durch andere Uferanlagen geschützt sind. Die Schlengen haben seit dem Jahre 1894 nur noch sehr geringe Unterhaltungskosten erfordert.

Der Deich erleidet selten Beschädigungen. Das Ufer, insbesondere auch die Steinböschungen dieses Zuges erfordern seit Jahren fast keine Unterhaltungskosten. Für die Unterhaltung des Deiches ist in den Jahren 1876 bis 1902 jährlich 274 Mark, im Mittel 3 Pf. für 1 m Deichlänge verausgabt.

10. Deichzug, vom Flagbalger Siel bis zum Dorfe Blexen = 5600 m lang.

Abb. 2 Bl. 57 zeigt einen Querschnitt des Deiches, des Grodens und des Uferschutzes. Der Deich erfordert nur geringe Unterhaltungskosten. In den Jahren 1876 bis 1902 ist im Durchschnitt 348 Mark, d. i. 6 Pf. für 1 m Deichlänge verausgabt. Das Weserufer lag jedoch seit vielen Jahren im Abbruch und mußte künstlich geschützt werden, damit der Abbruch nicht zu nahe dem Deiche kommt. Der Schutz erfolgt durch Schlengen, welche die Strömung vom Ufer fernhalten, und durch Befestigung des Ufers selbst mit Ziegelsteinen. Auf einer 3220 m langen künstlich geschützten Strecke liegen 14 Schlengen. Sie liegen im Mittel 236 m von einander entfernt und rechtwinklig zum Ufer, sind 60 m lang und in der Oberfläche 6 m breit. Die Tiefe vor den Köpfen der Schlengen beträgt bei Niedrigwasser 12 bis 20 m. Die Herstellungskosten betrugen für eine Schlenge je nach der Wassertiefe 10 000 bis 27 000 Mark, im ganzen haben die 14 Schlengen rund 258 000 Mark gekostet.

Das Weserufer wurde in früherer Zeit nach der Neigung 1 : 6 abgeböscht und mit Rasen bedeckt unterhalten. Da diese Unterhaltung jedoch kostspielig war, wurden statt der Rasen Ziegelsteine zur Abdeckung benutzt und hiermit im Jahre 1867 begonnen. Die Oberkante der Steinbank liegt im Mittel auf + 5,60 m F. H., der Fußpunkt auf 2 m F. H.; F. H. = Fedderwarder Horizontale ist der Nullpunkt des Deichnivellements, F. H. = N. N. — 3,43 m; Mittelhochwasser = H. W. = + 5,00 m F. H.; Mittelniedrigwasser = N. W. = + 1,70 m F. H. Die Länge der Steinbänke betrug im Jahre 1894 = 3050 m, die Breite im Mittel 13 m, mithin 39 650 qm Fläche; Fläche im Jahre 1904 = 3220 × 13 m = 41 860 qm Fläche. Die Herstellungskosten dieser Steinbänke betrug im Mittel 4 Mark, jetzt 4,60 Mark für 1 qm.

Vor dem Fuße der Steinbank haben fast längs der ganzen Strecke zum Schutze gegen Unterspülung der Steinbank Packwerke hergestellt werden müssen. Die Packwerke haben im ganzen 2300 m Länge, 2,50 m Breite und 1 m Höhe, im Mittel, zusammen 5750 cbm Inhalt je 6 Mark = 34 500 Mark Kosten. Weiter mußten neben den Schlengen Senkstücke gelegt werden, um die Schlengen gegen Unterspülung zu schützen.

Die Kosten der Herstellung des Uferschutzes der bis zum Jahre 1903 im ganzen 3080 m langen Uferstrecke haben demnach betragen:

für die Steinbänke	= 158 600 ℳ
für die Packwerke vor der Steinbank	= 34 500 „
für die Schlengen	= 258 000 „
zusammen	451 100 ℳ

d. i. auf 1 m Uferlänge rund 146 Mark.

Die jährlichen Unterhaltungskosten dieser Uferschutzwerke stellen sich wie folgt. Die Kosten der Unterhaltung einer gut gelegten Steinbank betragen im Mittel 2,5 Pf. für 1 qm, oder bei 13 m Breite 0,32 Mark für 1 m Länge der Steinbank, demnach für die 3050 m lange Steinbank 3050 × 0,32 ℳ = 976 ℳ.

Die Instandhaltung einer Schlenge und der Senklagen neben der Schlenge erfordert jährlich rund 100 cbm Buschmasse und einschließlich der kleineren Arbeiten der Ausbesserung etwa 838 Mark Kosten, die 14 Schlengen zusammen im Mittel jährlich 11 732 Mark Kosten.

Die Packwerke vor den Steinbänken haben im Mittel der Jahre 1880/1901 etwa 3158 Mark gekostet.

Demnach kostet der jährliche Schutz des 3080 m langen Ufers:

für die Steinböschung	976 ℳ
für die Schlengen	11 732 „
für die Packwerke	3 158 „
zusammen	15 866 ℳ

oder für 1 m Uferlänge $\frac{15866}{3080}$ = rund 5,15 Mark. Die größten Kosten verursachen also die Schlengen.

11. Deichzug = 7400 m lang.

Der Deich geht in seiner Hauptrichtung von Südost nach Nordwest. Im 11. Deichzuge ist besonders die Strecke von der Volkenserhörne bis Tettenserhörne, 3800 m lang, gefährdet, da sich dort vor dem Deiche nur schmales Grodenland befindet, davor allerdings hohes Watt. Das Vorland ist im Jahre 1841 zum Teil künstlich geschaffen, in einer Berme 18 m breit und 0,90 m über Mittelhochwasser, die mit Rasen bedeckt wurde. Nach und nach ist an dem ganzen Ufer vor dem Volkenser, Schockumer und Tettenser Groden eine Berockung angelegt, die im Jahre 1876 etwa 3800 m Länge hatte. Die Unterhaltung dieser Berockung kostete

nach Tenge, zweiter Deichband, in den Jahren 1865/75 jährlich im Mittel 2210 Mark, d. i. für 1 m Uferlänge 0,58 Mark, in den Jahren 1876/90 im Mittel jährlich 1022 Mark, d. i. 1 m Berockung 0,27 Mark. Im Jahre 1870 hat der Deichband diese drei staatlichen Groden in Pacht genommen, um ihnen sorgfältigere Pflege zum Zwecke der Gewinnung von Deicherde und Rasen zuzuwenden. Im Jahre 1884 wurde deshalb mit der Begrüppung des vor dem Groden liegenden Watts vorgegangen, und seit dem Jahre 1895 sind Sodendämme und Schlickfänger aus Busch angelegt, um eine Aufhöhung des Watts zu erzielen. Abb. 9 Bl. 57 gibt einen Querschnitt eines Erddammes mit Buscheinfassung, es werden aber auch Erddämme ohne Busch hergestellt. Wenn die Erddämme hoch genug geworden sind, bis nahe an Hochwasserhöhe, so werden sie mit Rasen abgedeckt.

Die Arbeiten im Groden, am Ufer und Watt kosteten zusammen in den Jahren:

1876/1902 jährlich im Mittel 2616 ℳ, oder für 1 m Uferlänge 0,69 ℳ.

1876/1890 jährlich im Mittel 2210 ℳ, oder für 1 m Uferlänge 0,58 ℳ.

1891/1902 jährlich im Mittel 3123 ℳ, oder für 1 m Uferlänge 0,82 ℳ.

An der künstlich geschützten Uferstrecke liegen zehn Schlengen, alle auf dem Watt, welche zusammen rund 1100 m Länge, 2 bis 4 m Breite, und im Mittel 0,80 m Höhe haben, mit einem Gesamtinhalt von 2100 cbm im Jahre 1894 und von 1162 cbm Inhalt im Jahre 1903, nach erfolgter höherer Aufschlickung des Watts. Diese zehn Schlengen haben in dem Zeitraum 1880/1902 im Mittel in einem Jahre 426 cbm für die Erneuerung gekostet; 1880/1890: 530 cbm und 1891/1902 = 339 cbm. Rechnet man hinzu die kleinen Ausbesserungen an den Schlengen, so sind die Kosten für 1 cbm der oben erwähnten Erneuerung zu 6,50 Mark zu veranschlagen, demnach die mittleren Kosten der Schlengen auf der 3800 m langen geschützten Uferstrecke in den Jahren

1880/1902 = 2769 ℳ, d. i. für 1 m Uferlänge 0,73 ℳ,
1880/1890 = 3445 ℳ, „ „ 1 m „ 0,91 ℳ,
1891/1902 = 2158 ℳ, „ „ 1 m „ 0,57 ℳ.

Demnach kostete das ganze Ufer auf der 3800 m langen geschützten Strecke in den Jahren:

1880/1902 = 0,69 + 0,73 ℳ = 1,42 ℳ
1880/1890 = 0,58 + 0,91 ℳ = 1,39 ℳ
1891/1902 = 0,82 + 9,57 ℳ = 1,39 ℳ.

Im Watt sind in den letzten Jahren mehr Arbeiten zur Beförderung der Aufschlickung vorgenommen, als früher, also auch vermehrte Kosten entstanden. Die Kosten der Schlengen haben infolge Aufhöhung des Watts aber abgenommen. Die Kosten der Uferarbeiten sind also in den Jahren 1880 bis 1902 annähernd dieselben geblieben.

Die Kosten der Deichunterhaltung betrugen in den zwölf Jahren 1891 bis 1902 jährlich im Mittel 1048 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge 1048 : 7400 = 0,14 ℳ. Dort, wo kein Vorland ist, kostete der Deich im Mittel 0,25 ℳ, dort, wo ein breiter Groden ist, etwa 0,03 ℳ für 1 m Deichlänge.

Durch die Arbeiten in den Jahren 1895 bis 1902 wurden 13,8 ha Land gewonnen. Da von 1884 bis 1902 für

Wattbegrüppung . . . . 38320 ℳ
von 1895 bis 1902 für Sodendämme und Schlickfänger . . . . 6530 „
zusammen 44850 ℳ

ausgegeben worden ist, sind die Kosten für 1 ha gewonnenes Land $\frac{44850}{13,8}$ = 3250 ℳ, also recht erheblich. Es ist dabei aber zu berücksichtigen, daß ein Teil der Arbeiten zum **Schutz** des Ufers **notwendig** ist, also bei Berechnung der Kosten der Landgewinnung in Abzug zu bringen ist.

Die Kostenunterhaltung der Schlengen ist verschieden, je nach ihrer mehr oder weniger den Wasserangriffen ausgesetzten Lage. Die günstigst liegenden Schlengen erforderten jährlich $^1/_7$ des Inhalts Erneuerung, die ungünstigsten $^1/_5$ des Inhalts, im Mittel $^1/_6$ des Inhalts.

12. Deichzug, 8100 m lang.

Der Deich geht in der Hauptrichtung von Südosten nach Nordwesten. Vor dem Deiche liegt ein 100 bis 300 m breiter Groden, davor Watt von etwa 300 m Breite, davor ein Nebenarm der Weser. Das Fahrwasser liegt also 400 bis 600 m vom Deiche. Im 12. Deichzuge verursacht die größten Kosten die Uferstrecke vom Burhaversiel bis Fedderwardersiel in 2300 m Länge des Deiches. Hier ist der Groden nur etwa 150 bis 200 m breit und sehr niedrig. Die wirkliche Länge des Grodens auf dieser Strecke längs des Ufers gemessen beträgt jedoch nur 2130 m. Der hier liegende Schaudeich ist im Jahre 1791 hergestellt, und dabei etwa 72 ha Land ausgedeicht worden. In dem ausgedeichten Lande entstand bald eine große Balje, „Eselsloch" genannt. Um diese gefahrdrohende Balje einzudämmen, wurden in den Jahren 1867 bis 1874 parallel dem Deiche, annähernd in der Richtung des alten verlassenen Deiches Buschpackwerke hergestellt und am Nordwestende eine Steinböschung, 248 m lang, angelegt. Die Packwerke hatten im Jahre 1894 eine Länge von 1493 m und zusammen 2779 cbm Inhalt, nach der Messung von 1903 = 1748 m Länge und 2246 cbm Inhalt, die Breite war im Mittel 2 m, die Höhe 0,70 bis 1 m.

Die vom Burhaversiel bis Fedderwardersiel vorhandenen zehn Schlengen hatten im Jahre 1894 zusammen 1202 m Länge mit 5036 cbm Buschinhalt, im Jahre 1904 = 1145 m Länge mit 2884 cbm Inhalt, die Breite der Schlengen war 3 bis 6 m, die Höhe 0,90 bis 1,50 m.

Die Kosten der Unterhaltung des Deiches verteilen sich annähernd gleichmäßig auf die ganze Länge des Deichzuges und betrugen durchschnittlich jährlich 300 ℳ oder 3,7 Pf. für 1 m Deichlänge.

Zum Schutz des Ufers sind Uferdeckungen mit Rasen ausgeführt worden, außerdem ist das Watt, um ein Aufhöhen zu befördern, begrüppt worden. Seit dem Jahre 1896 sind außerdem Rasendämme und Schlickfänger angelegt worden, um eine vermehrte Aufhöhung des Watts zu befördern.

Die Arbeiten im Groden und Watt kosteten in den Jahren 1876/1902 im Mittel jährlich 1064 ℳ, d. i. für 1 m Groden $\frac{1064}{2130}$ = 0,50 ℳ.

Die Kosten der Uferdeckungen mit Rasen sind, weil nicht mehr nötig, ganz in Fortfall gekommen.

Die Unterhaltung der Schlengen kostete im Mittel jährlich und für 1 m Grodenufer von 2130 m Länge in den Jahren 1880/1902 = 4563 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{4563}{2130} = 2{,}14$ ℳ.

Die Schlengen in Länge von 1202 m kosteten 1891/1902 jährlich $\frac{3504}{1202} = 2{,}91$ ℳ für 1 m Länge.

Die Unterhaltung der Packwerke kostete im Mittel jährlich und für 1 m Grodenufer bei 2130 m geschützter Länge in den Jahren 1880/1902 = 2184 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{2184}{2130} = 1{,}02$ ℳ.

Die Packwerke von 1493 m Länge kosteten 1891/1902 jährlich im Mittel 2093 ℳ, also für 1 m Länge $\frac{2093}{1493} = 1{,}40$ ℳ.

Die Gesamtkosten des Uferschutzes durch Wattarbeiten, Schlengen und Packwerke betrugen also im Mittel der Jahre 1880/1902:

das Watt . . .	1064 ℳ
die Schlengen . .	4563 „
die Packwerke . .	2184 „
zusammen	7811 ℳ

d. i. für 1 m Länge $\frac{7811}{2130} = 3{,}66$ ℳ,

in den Jahren 1891/1902:

das Watt . . .	1315 ℳ
die Schlengen . .	3504 „
die Packwerke . .	2093 „
zusammen	6912 ℳ

d. i. für 1 m Länge 3,24 ℳ.

Die Kosten für die Arbeiten im Watt haben also in den letzten Jahren zugenommen, dagegen haben die Kosten der Schlengenunterhaltung erheblich abgenommen, während die Kosten für die Packwerke annähernd dieselben geblieben sind. Im ganzen ist eine Abnahme der Kosten eingetreten. Diese läßt sich teils dadurch erklären, daß infolge der Wattarbeiten die Schlengen niedriger und geschützter geworden sind, teils dadurch, daß sie nach dem Jahre 1893 abgekürzt wurden und zwar besonders diejenigen, welche weit in den Strom hineingingen, und deren Köpfe große Unterhaltungskosten erforderten.

Die Schlengen an diesem Ufer sind erheblich stärker als im 11. Deichzuge, und zwar im Jahre 1894 im Mittel 4,19 cbm hier gegen 1,80 cbm für 1 m Schlengenlänge im 11. Zuge. Sie müssen stärker sein, weil sie auf niedrigerem Watt und näher dem Strom liegen, der hier 8 bis 16 m Tiefe bei Niedrigwasser hat und deshalb erheblich stärkeren Seegang aufweist.

13. Deichzug, 6000 m lang.

Der Deich liegt hinter einem breiten, hohen Groden, der dem Staate gehört, und der auf Staatskosten durch Schlengen gegen Abbruch geschützt wird.

Der Deichband hat demnach nur die Unterhaltung des Deiches zu tragen. Die wirklichen Ausgaben für die Unterhaltung des Deiches mit Zubehör betrugen in den Jahren 1876 bis 1902 im Mittel 213 ℳ, d. i. 3,6 Pf. für 1 m Länge und Jahr.

Deichschutz an der Jade im 14., 15. und 16. Deichzuge, von Langwardermeide bis Eckwarderhörne.

Die Länge beträgt:

im 14. Deichzuge	3900 m
im 15. „	4200 „
im 16. „ soweit er an der Jade liegt	2115 „
zusammen	10215 m.

Der Deich geht in seiner Hauptrichtung von Süden nach Norden, ist also allen aus westlicher Richtung kommenden Sturmfluten des dort im Mittel 8 km breiten Jadebusens ausgesetzt. Vor dem äußeren Deichfuße ist eine künstliche Berme hergestellt, die an der Wattseite im Mittel auf 1,20 m über Mittelhochwasser liegt und nach dem Deiche hin Steigung hat. Zur weiteren Verstärkung des Deiches sind auf längeren Strecken Keilanlagen gemacht, welche etwa von der Mitte der Berme mit einer Neigung 1 : 12, nach der Höhe von etwa 2,50 bis 3,10 m über Mittelhochwasser, an den Deich steigen. Das vor der Berme liegende Watt hat im Süden 1,70 m Tiefe unter Mittelhochwasser und steigt gleichmäßig nach Norden, wo es schließlich bis auf Hochwasserhöhe steigt. Die Böschung der künstlichen Berme ist gegen das Wasser in 10136 m Länge mit Ziegeln und Feldsteinen befestigt, in Neigungen 1 : 3½ bis 1 : 5 je nach der gefährdeten Lage und der Tiefenlage des Watts. Die Feldsteine liegen auf Moorsoden, die Ziegelsteine sind bis etwa 0,5 bis 1 m unter Hochwasser ½ Stein stark, darüber 1 Stein stark gesetzt. Die Breite der Steinbank wechselt danach von 18 m bis 6 m. Abb. 3 Bl. 57 gibt einen Querschnitt des Deiches mit Berme und Uferschutz aus Ziegelsteinen. Die hier angewandte gekrümmte Form der Steinbank ist nicht zweckmäßig; besser ist die geradlinige Form, Abb. 4 und 7 Bl. 57.

Die Fläche der Steinbank betrug bezw. beträgt:

im Jahre 1876:	Ziegelsteinbank	96596 qm,
	Feldsteinbank	11627 „
	zusammen	108223 qm,
im Jahre 1894:	Ziegelsteinbank	116492 qm,
	Feldsteinbank	9774 „
	zusammen	126266 qm,
im Jahre 1902:	Ziegelsteinbank	131230 qm,
	Feldsteinbank	9774 „
	zusammen	141004 qm.

Zu bemerken ist dazu, daß von 1876 bis 1894 viele Feldsteinbänke in Ziegelsteinbänke umgewandelt worden sind, und daß bis 1902 auch noch in größeren Längen hinter den Steinbänken ein Streifen von 2,5 bis 3 m Breite der bisher mit Rasen bedeckten Berme mit Ziegelsteinpflaster als sogenannte Hinterlage, ½ Stein stark, abgedeckt worden ist. Vor der Berme liegen ins Watt hinein 15 Buschschlengen von zusammen 1705 m Länge und 3974 cbm Inhalt im Jahre 1894, und 1552 m Länge mit 2775 cbm Inhalt im Jahre 1903. Die Breite der Schlengen beträgt 2,20 m bis 2,60 m, die Höhe über Watt 0,60 bis 1 m. Die Länge

der meisten Schlengen beträgt 130 m, sie liegen im Mittel 600 m voneinander entfernt und sollen verhindern, daß sich die Strömung vor das Ufer legt und hier Prielen bildet.

Die Kosten der gewöhnlichen Deichunterhaltung betrugen in den Jahren 1876/1902 im Mittel 325 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{32500}{10215} = 3{,}2$ Pf.

Die Kosten der Deichunterhaltung einschließlich Herstellung der Deichkeile und Deichverstärkungen betrug in den Jahren 1876/1902: 79969 ℳ, d. i. 2962 ℳ im Jahr, oder $\frac{79969 \text{ ℳ}}{27 \cdot 10215 \text{ m}} = 29$ Pf. für 1 m Deichlänge und Jahr.

Die künstliche Berme wird alljährlich durch Sturmfluten mehr oder weniger beschädigt, indem die Rasen abspülen.

Die Kosten der Unterhaltung der Berme betrugen in den Jahren 1876/1902 an der Jade zusammen im Mittel der Jahre 2148 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{2148}{10215} = 21$ Pf., in den Jahren 1890/1902 im Mittel 1655 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{1655}{10215} = 16$ Pf.

In dieser Zeit sind an Rasendeckungen erneuert worden:
im 14. Deichzuge = 12956 qm zu 8342 ℳ, also für 1 qm = 64 Pf.
im 15. Deichzuge = 20475 qm zu 7838 ℳ, also für 1 qm = 38 Pf.
im 16. Deichzuge = 5413 qm zu 3677 ℳ, also für 1 qm = 68 Pf.

Die Kosten der Rasen waren hoch, da sie weit hergeschafft werden mußten.

Die Kosten der Unterhaltung der Ziegel- und Feldsteinbänke betrugen im Mittel der Jahre im ganzen und für 1 m Länge:

1876/1902 = 5005 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{5005}{10215} = 0{,}49$ ℳ,
1876/1890 = 6998 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{6998}{10215} = 0{,}68$ ℳ,
1891/1902 = 2514 ℳ, d. i. für 1 m Länge $\frac{2514}{10215} = 0{,}25$ ℳ.

Die Kosten der Unterhaltung der Steinbänke haben sich also in den letzten zwölf Jahren erheblich niedriger gestellt als in den 27 Jahren 1876/1902.

Dies kommt daher, daß in letzter Zeit viele Feldsteinbänke, die teuer in der Unterhaltung sind, in Ziegelsteinbänke umgewandelt sind.

Die Kosten der Unterhaltung der Schlengen betrugen im Mittel der Jahre und für 1 m Deichlänge in den Jahren:

1880/1902 = 6324 ℳ oder für 1 m Deichlänge $\frac{6324}{10215} = 0{,}62$ ℳ,
1880/1890 = 9990 ℳ oder für 1 m Deichlänge $\frac{9990}{10215} = 0{,}98$ ℳ,
1891/1902 = 2958 ℳ oder für 1 m Deichlänge $\frac{2958}{10215} = 0{,}29$ ℳ.

Auch die Unterhaltung der Schlengen ist also erheblich billiger geworden. Dies kommt daher, daß die Schlengen in letzter Zeit viel niedriger gehalten sind als früher und daß zwei Schlengen nur noch in 30 m Länge vor der Steinbank unterhalten worden sind, gegen 130 m ihrer früheren Länge. Diese Verkürzung war aber nicht richtig, denn nach dem Eingehen derselben ist das Watt tiefer geworden.

Die Gesamtkosten der gewöhnlichen Unterhaltung des Uferschutzes waren nach vorstehendem jährlich:

	Deich ℳ	Berme ℳ	Steinbank ℳ	Schlengen ℳ	Zusammen ℳ	Für 1 m Länge ℳ
1. i. d. Jahren 1876/1902	325	2148	5005	6324	13802	—
für 1 m Uferlänge .	0,03	0,21	0,49	0,62	—	1,35
und wenn die Verstärkungen mitgerechnet werden	+ 0,26					+ 0,26
2. i. d. Jahren 1876/1890	325	2625	6998	9990	19938	—
für 1 m Uferlänge .	0,03	0,26	0,68	0,98	—	1,95
3. i. d. Jahren 1891/1902	325	1550	2514	2958	7345	—
für 1 m Uferlänge .	0,03	0,15	0,25	0,29	—	0,72
und wenn die Kosten der Herstellung der Ziegelsteinhinterlage hinzugerechnet werden . .			+ 0,80			+ 0,80

Kosten der Feldsteinböschungen. Die Fläche der Feldsteinbänke betrug: 1876 = 11627 qm, 1894 = 9774 qm, im Mittel = 10700 qm.

Die Kosten der Unterhaltung durch Umlegen und Unterbringen von Erde und Moorsoden betrugen in den Jahren:

1881/1890 im Mittel 2434 ℳ, also für 1 qm Steinbank $\frac{2334}{10700} = 0{,}23$ ℳ,
1891/1902 im Mittel 1125 ℳ, also für 1 qm Steinbank $\frac{1125}{9774} = 0{,}11$ ℳ,
1881/1902 im Mittel $\frac{37846}{22}$ ℳ = 1720 ℳ, also für 1 qm Steinbank $\frac{1720}{10700} = 0{,}16$ ℳ.

In den Jahren 1891 bis 1902 wurden jährlich im Mittel umgelegt 758 qm, d. i. also $\frac{758 \cdot 100}{9774} = 7{,}7$ vH. der ganzen Fläche.

Die Kosten für 1 qm wirklich umgelegter Feldsteinbank sind in den Jahren 1891/1902 = $\frac{13508}{9391} = 1{,}44$ ℳ.

Diese Kosten setzen sich im Mittel zusammen aus der Arbeit des Setzens der

Steine	0,45 ℳ/qm,
Lieferung der Moorsoden . . .	0,90 „
Erdarbeiten	0,09 „
zusammen	1,44 ℳ/qm.

Kosten der Ziegelsteinböschungen: Die Fläche der Ziegelsteinböschungen betrug:

1876: 96596 qm } i. M. 106544 qm
1894: 116492 „ } i. M. 115202 qm.
1902: 131230 „ } i. M. 123861 qm

Die Kosten der Unterhaltung betrugen jährlich im Mittel der Jahre:

1876/1902 = 3251 ℳ, d. i. für 1 qm Ziegelsteinbank $\frac{3251}{115202} = 2{,}08$ Pf.,
1876/1890 = 4647 ℳ, d. i. für 1 qm Ziegelsteinbank $\frac{4647}{106544} = 4{,}3$ Pf.,
1891/1902 = 1506 ℳ, d. i. für 1 qm Ziegelsteinbank $\frac{1506}{123861} = 1{,}2$ Pf.

Die Kosten der Schlengen haben sich, wie bereits bemerkt, in den letzten Jahren geringer gestellt als früher, weil die Stärke der Schlengen gegen früher geringer ge-

halten und dadurch der geringere Verbrauch bedingt ist. Im Jahre 1894 hatten die Schlengen bei 1705 m Länge 3974 cbm Inhalt, also für 1 m Länge 3,33 cbm. Das Maß der jährlichen Erneuerung betrug 1880/1902 = 1054 cbm, also $\frac{1054 \cdot 100}{3974}$ = rund 26 vH. des Inhalts der Schlengen, und für 1 m Schlengenlänge $\frac{1054}{1702}$ = 0,62 cbm zu je 6 ℳ = 3,72 ℳ Kosten.

Im Jahre 1903 hatten die Schlengen bei 1552 m Länge 2785 cbm, also für 1 m Länge 1,79 cbm Inhalt. Das Maß der jährlichen Erneuerung betrug 1891/1902 = 493 cbm, also $\frac{493 \cdot 100}{2785}$ = 18 vH. des Inhalts der Schlengen, oder für 1 m Schlengenlänge $\frac{493}{1552}$ = 0,32 cbm zu je 6 ℳ = 1,92 Mark. Die Kosten sind also, nachdem die Schlengen niedriger gehalten sind, ungefähr auf die Hälfte gesunken.

Einen verhältnismäßig hohen Betrag der Deichschutzkosten erforderten also die Schlengen und auch die Feldsteinbänke. Letztere, nur 9774 qm groß, erforderten 1891/1902 jährlich 1152 ℳ, während die 131230 qm großen Ziegelsteinbänke nur 1506 ℳ kosteten.

Deichschutz im 16. und 17. Deichzuge an der Ahne von Eckwarderhörne bis an den Augustgrodendeich.

Die Länge beträgt auf dem Deiche gemessen: im 16. Deichzuge 636 m, im 17. Deichzuge 5300 m, zusammen 5936 m. Der Deich liegt in der Richtung Ost-West. Er hat bei südlichen und südwestlichen Stürmen den größten Angriff zu erleiden. Er hat an einzelnen Stellen eine schmale Berme vor sich, auf der größeren Länge geht die Böschung des Deiches unmittelbar bis aufs Watt. Die Böschung ist auf der größeren Länge mit Steinen befestigt, und zwar a) mit Ziegelsteinen 2614 m, b) mit Feldsteinen 1969 m, zusammen 4583 m. Der Deich ist nicht mit Steinen befestigt in der Länge von 1396 m. Demnach Länge des Ufers 4583 + 1396 = 5979 m. Den Querschnitt des Deiches und des Uferschutzes zeigen die Abb. 4 bis 6 Bl. 57.

Die Größe der Steinbänke betrug:

	im Jahre		
	1876 qm	1894 qm	1902 qm
Ziegelsteinbänke	13184	24668	24971
Feldsteinbänke	38297	31568	31568
Zusammen	51481	56236	56539

Die Deichkappe liegt 4,90 m über Mittelhochwasser, die Außenböschung des Deiches ist 1 : 4. Das Watt fällt längs des Deiches neben der Steinbank von Osten nach Westen von 0,85 m bis 2,85 m unter mittlerem Hochwasser, die Oberkante der Steinbank liegt 1,3 bis 2 m über mittlerem Hochwasser. Die Kosten der gewöhnlichen Deichunterhaltung ohne Deichverstärkung betrugen in den Jahren 1876/1902 im Mittel 464 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{46400}{5936}$ = 7,8 Pf. Einschließlich Verstärkung kostete die Unterhaltung 1876/1902 jährlich = 1580 ℳ oder für 1 m Länge $\frac{1580}{5936}$ = 26 Pf.

Die Kosten der Berockung hinter der Steinbank und der Berockung des Ufers betrugen im Mittel jährlich 726 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{726}{5936}$ = 12,2 Pf., zusammen kostete die gewöhnliche Unterhaltung im Mittel 1190 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge 7,8 + 12,2 = 20 Pf., oder einschließlich der Verstärkungen 26 + 12,2 = 38,2 Pf.

Die Kosten der Unterhaltung der Feldsteinbänke betrugen in den Jahren 1892 bis 1902 = 6026 ℳ, und da in dieser Zeit im Mittel rund 31568 qm Feldsteinbank vorhanden waren, für 1 qm der ganzen Feldsteinbank $\frac{6026}{31568}$ = 0,19 ℳ, für 1 m Feldsteinbank $\frac{6026}{1969}$ = 3,06 ℳ. Von der ganzen Fläche von 31568 qm wurden im Mittel der Jahre 1892/1902 umgelegt jährlich 6949 qm, also $\frac{6949 \cdot 100}{31568}$ = 22 vH., 1 qm umgelegte Feldsteinbank kostete im Mittel $\frac{6026}{6949}$ = 0,86 ℳ.

Davon ist zu rechnen:

für die Arbeit des Umlegens . . .	0,30 ℳ,
„ Erdarbeiten	0,06 „
„ Moorsoden	0,50 „
zusammen	0,86 ℳ.

Die Umlegung der Ziegelsteinbänke kostete im Mittel der elf Jahre 1892 bis 1902 = 247 ℳ, d. i. $\frac{247}{2614}$ = 0,09 ℳ für 1 m Länge, oder für 1 qm der ganzen Fläche $\frac{247}{24800}$ = rund 1 Pf. Von rund 24800 qm Ziegelsteinbank wurden jährlich im Mittel umgelegt 296 qm, also $\frac{296 \cdot 100}{24800}$ = 1,2 vH. 1 qm Ziegelsteinbank umzulegen kostete einschließlich Erdarbeiten und Zuschußsteine $\frac{247}{296}$ = 0,84 ℳ. — Die Unterhaltung der Steinbänke an der Ahne kostete also zusammen im Mittel der Jahre 1892/1902: 6026 + 247 = 6273 ℳ, oder 1 m mit Steinen geschützter Deich = $\frac{6273}{4583}$ = 1,37 ℳ.

1 m Befestigung des Deiches mit Ziegelsteinbänken kostete an jährlicher Unterhaltung also 0,09 ℳ.

1 m Befestigung des Deiches mit Feldsteinbänken jährlich 3,06 ℳ.

Die Kosten der Feldsteinbänke sind also erheblich größer als die der Ziegelsteinbänke. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß dort, wo die Feldsteinbänke liegen, das Watt tiefer ist, die Steinbänke also breiter, und der Angriff des Wassers stärker ist.

Vor dem Deiche an der Ahne liegen acht Schlengen, die nach der Aufnahme von 1894 = 1036 m Länge und 6093 cbm Inhalt, im Jahre 1903 = 1076 m Länge und 4785 cbm Inhalt hatte. Die Schlengen sind in den letzten Jahren niedriger gehalten, deshalb ist der Inhalt der Schlengen erheblich geringer geworden, 4785 cbm, d. i. 4,62 cbm für 1 m Schlenge im Jahre 1903 gegen 6093 cbm, d. i. 5,88 cbm für 1 m Schlenge im Jahre 1894. Immerhin haben die Schlengen noch jetzt eine große Stärke und müssen sie behalten wegen der tiefen Lage des Watts und der bei Sturmfluten und südwestlichen Winden starken Inanspruchnahme. Die Unterhaltung der Schlengen kostete im Mittel der Jahre und für 1 m Deichlänge in den Jahren:

$\frac{1880}{1902}$: 7860 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{7860}{5936} = 1{,}32$ ℳ,

$\frac{1880}{1890}$: 10458 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{10458}{5936} = 1{,}76$ ℳ,

$\frac{1891}{1902}$: 6744 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{6744}{5936} = 1{,}14$ ℳ.

In den Jahren 1880/1902 wurden von im Mittel 5400 cbm Inhalt der Schlengen jährlich $\frac{1310 \cdot 100}{5400} = 24{,}2$ vH. des Inhalts erneuert, in den Jahren 1880/90 $= \frac{1743 \cdot 100}{6093} = 28{,}6$ vH., 1891/1902 $= \frac{1124 \cdot 100}{5400} = 20{,}8$ vH.

Infolge Niedrigerhaltung der Schlengen ist also der Betrag der Erneuerung von 28,6 auf 20,8 vH., die Unterhaltungskosten für 1 m Schlengenlänge von 10,08 auf 6,48 ℳ heruntergegangen.

Die Gesamtkosten des Uferschutzes an der Ahne waren demnach jährlich, berechnet auf die ganze Länge des Deiches an der Ahne 5936 m:

für Deiche u. Bermen 1580 + 726 = 2306 ℳ
d. i. für 1 m Deichlänge . . . . . 0,38 ℳ,
für die Steinbänke . . . . . . 6273 ℳ
d. i. für 1 m Deichlänge . . . . . 1,05 ℳ,
für die Schlengen . . . . . . 7860 ℳ
d. i. für 1 m Deichlänge . . . . . 1,32 ℳ.
Zusammen 16439 ℳ
d. i. für 1 m Deichlänge . . . . . 2,77 ℳ.

Davon kommt auf die 2715 m lange Strecke von Eckwardersiel bis Eckwarderhörne mit fünf Schlengen und mit der ganzen Feldsteinböschung von 31568 qm und 627 m Ziegelsteinböschung mit 7860 qm Fläche:

2715 m Deich zu je 0,38 ℳ rund . . . . 1032 ℳ,
die ganze Feldsteinbankunterhaltung . . . . 6026 „
7860 qm Ziegelsteinbankunterhaltung zu je 1 Pf. rund . . . . 79 „
144 + 210 + 151 + 193 + 202 = 900 cbm Schlengenerneuerung zu je 6 ℳ . . = 5400 „
Zusammen 12537 ℳ

d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{12537}{2715} = 4{,}62$ ℳ.

Auf der 3221 m langen Deichstrecke vom Eckwardersiel bis zum Augustgroden kostet die Unterhaltung jährlich 3902 ℳ, d. i. für 1 m Deichlänge $\frac{3902}{3221} = 1{,}21$ ℳ.

Die sehr hohen Kosten der erstgenannten Strecke kommen daher, daß der Deich mit der Feldsteinbefestigung stark angegriffen wird.

Unterhaltung im 18. Deichzuge.

Der Augustgrodendeich, 7819 m lang.

Der Deich geht von Süden nach Norden und ist bei westlichen Stürmen am meisten gefährdet. Der davor liegende 300 bis 500 m breite Groden ist Staatseigentum und wird vom Staate gegen Abbruch durch Schlengen geschützt. Auch finden Arbeiten statt zur Beförderung des Anwachses. Der Deichband hat den Deich im Herbste 1892 in Besitz und

Zusammenstellung der jährlichen Unterhaltungskosten.

Deichzug Nr.	Länge m	Gegenstand	Betrag im einzelnen ℳ	Pf.	Betrag im ganzen ℳ	Pf.
9	8900	Deich kostete im Mittel . . d. i. für 1 m Deich 0,03 ℳ			274	—
10	5600	Deich kostete im Mittel . . d. i. für 1 m Deich 0,06 ℳ	348	—		
	3080	geschütztes Ufer kostete an Schlengen . . . . . . d. i. für 1 m Ufer 3,81 ℳ	11732	—		
	3050	geschütztes Ufer kostete für die Ziegelsteinbänke . . . d. i. für 1 m . . 0,32 ℳ	976	—		
	3080	Parallelpackwerke vor der Steinbank kosteten . . . d. i. für 1 m . . 1,02 ℳ	3158	—		
		Das geschützte Ufer kostete d. i. für 1 m . . 5,15 ℳ	15866	—		
		Die Unterhalt. im ganzen Zuge			16214	—
11	7400	Deichunterhaltung kostete i. M. d. i. für 1 m Deich 0,14 ℳ	1061	—		
	3800	durch Schlengen und Wattarbeit geschütztes Ufer kostete 1880/1902 im Mittel d. i. für 1 m Ufer 1,42 ℳ	5385	—		
		Zusammen			6446	—
12	8100	Deichunterhaltung kostete . d. i. für 1 m Deich 0,04 ℳ	300	—		
	2130	durch Schlengen, Parallelwerke und Wattarbeiten geschützte Uferstrecke kostete in den Jahren 1880/1902 i. M. d. i. für 1 m Ufer 3,66 ℳ	7811	—		
		Zusammen			8111	—
13	6000	Deich kostete im Mittel . . d. i. für 1 m Deich 0,036 ℳ			213	—
14, 15 u. 16 Zug an der Jade	10215	Deich und Berme zu unterhalten, einschl. Herstellung von Deichkeilen kostete . d. i. für 1 m Deich 0,50 ℳ	5110	—		
	10215	geschütztes Ufer kostete die Schlengenunterhaltung in den Jahren 1876/1902 . . d. i. für 1 m Ufer 0,62 ℳ	6324	—		
	8806	Auf dieser Strecke kosteten Ziegelsteinbänke . . . . d. i. für 1 m Ziegelsteinbank 0,37 ℳ	3251	—		
	1324	Feldsteinbänke . . . . . . d. i. für 1 m Feldsteinbank 1,32 ℳ	1754	—		
		Kosten zusammen			16439	—
16 u. 17 Zug an der Ahne	5936	Deich und Berme einschl. Verstärkungen kostete in den Jahren 1876/1902 . . . d. i. für 1 m Deich 0,38 ℳ	2306	—		
	2614	mit Ziegelsteinen geschütztes Ufer kostete . . . . . . d. i. für 1 m Ziegelsteinbank 0,09 ℳ und	247	—		
	1969	Feldsteinbank . . . . . . d. i. für 1 m Feldsteinbank 3,06 ℳ	6026	—		
	5936	Schlengenuferschutz kostete 1880/1902 i. Mittel der Jahre d. i. für 1 m Ufer 1,32 ℳ	7860	—		
		Kosten zusammen			16439	—
18	7819	Deich am Augustgroden zu unterhalten kostete jährlich d. i. für 1 m Deich 0,26 ℳ			2041	—
		Summe der Kosten			66177	—
		Hinzu treten noch die Kosten f. d. Unterhalt. der Schlengen vor dem Bahnhof Nordenham, welche die Eisenbahnverwaltung übernommen hat für			1200	—
		Demnach mittlere jährliche Kosten des Deichschutzes ohne Neubauten			**67377**	—

Unterhaltung genommen. Die Arbeiten der Unterhaltung des Deiches bestanden bisher im wentlichen:

1. in Unterhaltung der Deichkappe, als Spuren der Gleise,
2. im Fortschaffen des vom Wasser angeschwemmten Treibguts,
3. Einebnen der aus dem Außenrhynschloot genommenen Erde,
4. Instandsetzung der durch Sturmfluten beschädigten Deichböschung.

Die Kosten dieser Unterhaltungsarbeiten betrugen im Mittel jährlich 2041 ℳ, demnach für 1 m Deichlänge $\frac{2041}{7819} = 0{,}26$ ℳ.

Wie aus nebenstehender Zusammenstellung ersichtlich, wird die Unterhaltung besonders sehr teuer durch die Schlengen und Feldsteinbänke. An der Weser im 10. Deichzuge kostete der Uferschutz durch die Schlengen allein für 1 m Uferlänge 3,81 ℳ und im 16. und 17. Zuge an der Ahne 1,32 bis 2,00 ℳ. Die Schlengen an der Weser werden teuer in der Anlage und Unterhaltung, weil sie in sehr tiefem Wasser angelegt werden müssen, an der Jade und Ahne, weil sie starken Stürmen und dem Eisgange ausgesetzt sind. Die an der Weser angelegten Schlengen haben sofort nach ihrem Bau große Instandsetzungsarbeiten erfordert, weil sie, mit steilen Köpfen hergestellt, unterspült wurden, der Kopf der Schlenge wurde abgerissen, und zur Sicherung des Grundes, der aus Sand besteht, mußten breite Senkstücke neben die Schlengen gelegt werden. Die Wassertiefen nehmen neben den neu erbauten Schlengen stark zu. Bei einer im Jahre 1890 gebauten Schlenge war vor dem Bau am Kopfe 2 m Wassertiefe, im Jahre 1891 7 m Wassertiefe und im Jahre 1902 15 m Wassertiefe. Der Kopf der Schlenge mußte fast jedes Jahr erneuert und daneben breite Senkstücke verlegt werden. Vor den Köpfen der Schlengen ist im Mittel 3 m größere Tiefe als in derselben Stromlinie zwischen den Schlengen.

Es ist nun der Versuch gemacht, die teueren Schlengen zu vermeiden, und deshalb sind vor der Steinbank nur Parallelwerke zur Verhinderung der Unterspülung der Steinbank und rechtwinklig abgehende Schlickfänger angelegt worden. Letztere sind etwa 15 bis 20 m lang, 5 m breit nur als Wattdeckung hergestellt, so daß sie keinen Wirbel verursachen und keine Vertiefung der Sohle hervorrufen. Abb. 2 Bl. 57 gibt den Querschnitt des Ufers und der Flußsohle neben den Schlengen und in der Mitte zwischen den Schlengen, woraus die ungünstige Einwirkung der Schlenge auf die Flußsohle ersichtlich ist. Abb. 7 Bl. 57 gibt den Querschnitt der jetzt eingeführten Anlagen mit Schlickfängern. Sollte sich nun doch der Strom näher vor das Ufer legen, so muß es durch Senkstücke geschützt werden. Bisher, in den letzten fünf Jahren, haben sich diese Anordnungen bewährt.

An der Jade, im 14., 15., 16. Deichzuge, wo die Unterhaltung der Buschschlengen und Feldsteinbänke sehr teuer wurde, sind seit 1902 die Feldsteinbänke in Ziegelsteinböschungen umgewandelt und die Feldsteine zur Herstellung von Steinschlengen benutzt worden. Die Ziegelsteinböschungen sind sehr billig in der Unterhaltung, wie die vorstehenden Zusammenstellungen ergeben, und an den Feldsteinschlengen sind in den fünf Jahren seit ihrer Herstellung keine Unterhaltungsarbeiten notwendig gewesen.

Die Steinschlengen haben in Watthöhe eine Unterlage von Busch in 5 bis 6 m Breite und 0,50 m Stärke erhalten (Abb. 8 Bl. 57). Dieser Busch wird sich voraussichtlich dauernd halten, da er immer naß bleibt. Auf die Buschlage sind die Feldsteine, an den Seiten 0,40 bis 0,50 m, in der Mitte 0,60 bis 0,70 m hoch fest aufeinander gepackt.

Weiter soll zunächst vorgegangen werden mit der Austilgung der Buschwerke im 12. Deichzuge, die das Ufer schützenden teueren Buschwerke sollen in Steinböschungen, die Buschschlengen in Steinschlengen umgewandelt werden.

Fraglich ist noch, wie die Kosten des Deichschutzes an der Ahne im 16. und 17. Deichzuge ermäßigt werden können. Die Buschschlengen können allerdings in Steinschlengen umgewandelt, und so die Unterhaltungskosten ermäßigt werden. In welcher Weise aber die Feldsteinböschungen in der Unterhaltung billiger gemacht werden können, ist noch zweifelhaft. Die der Verwitterung leicht ausgesetzten Moorsoden durch eine Unterlage aus Ziegelsteinbrocken zu ersetzen, ist eine sehr kostspielige Instandsetzung, und auch dann wird noch der Kleiboden unter der Ziegelbrockenschicht vom Wasser ausgespült, und die Steinböschung fällt ein, wie ein Versuch gezeigt hat.

Abb. 6 Bl. 57 gibt an, wie eine Strecke der alten Feldsteinbank von etwa 1 : 3 Neigung in eine steile von $1 : 1^1/_2$ Böschung mit Ziegelschotterunterlage umgewandelt ist. Diese Probestrecke ist 256 m lang, sie war 16 m breit, die steile Feldsteinbank ist 10 m breit. Die alten Feldsteine wurden wieder verwendet, durch Anlegung der steilen Böschung eine Berme von 5 m Breite in 2 m Höhe über Mittelhochwasser geschaffen und unter die Feldsteine eine 0,30 m starke Schotterlage gebracht, auf eine Schicht Moorsoden. Die Umwandlung der alten Feldsteinbank in die neue kostete 10926 ℳ, d. i. für 1 m $\frac{10926}{256} = 42{,}68$ ℳ.

Die Verzinsung dieses Kapitals zu 4 vH. beträgt 1,70 ℳ.

Die Unterhaltung der alten Feldsteinbank kostete für 1 m Länge im Durchschnitt $16 \cdot 0{,}19 = 3{,}04$ ℳ.

Die Umwandlung ist also eine Ersparnis, wenn die Unterhaltung der neuen Steinbank weniger als 1,34 ℳ für 1 m, also weniger als 343 ℳ kostet. Dies ist im Laufe der letzten fünf Jahre der Fall gewesen, da die Unterhaltung durchschnittlich jährlich 170 ℳ kostete. Ein Mangel an der neuen Steinbank ist, daß die runden Feldsteine wieder verwandt wurden, die nicht fest genug ineinander zu verpacken sind. Kantige Steine würden sich besser bewähren.

Brake, im Januar 1908. Kuhlmann, Baurat.

Über die Berechnung von Trockendocks.

Vom Marine-Hafenbaumeister O. Franzius in Kiel.

I. Einleitung.

Die auf S. 83 u. f. dieses Jahrganges veröffentlichten Beobachtungen des Verfassers über die Bewegung der Trockendocks auf der Kaiserlichen Werft Kiel hatten das wichtige Ergebnis, daß Sandboden elastische Eigenschaften besitzt. Diese Erfahrung regte dazu an, die bisher gebräuchliche Art der Berechnung von Trockendocks einer kritischen Betrachtung zu unterziehen. Der Erfolg derselben ist, daß die bisherige Berechnungsart zwar eine gute Annäherung für gewisse Bauzustände war, daß sie aber noch wesentlich vervollständigt und verändert werden mußte, um mit den neueren Untersuchungen in Übereinstimmung zu stehen.

Die folgende Betrachtung gilt in erster Linie für Docks, die unter der Taucherglocke ohne seitliche Schlitze erbaut werden. Diese Bauweise wurde zugrunde gelegt, weil sie das klarste Bild der Vorgänge und Kräftewirkungen, welche nach und nach in dem Bauwerke eintreten, gibt. Die anderen Bauarten können leicht sinngemäß nach diesem Verfahren berechnet werden. Einige Bauarten, welche vor nicht zu langer Zeit angewendet worden sind, oder welche in neuerer Zeit vielleicht angewendet werden könnten, werden zum Schlusse behandelt werden.

Als Baugrund ist für die Untersuchung Sand angenommen worden, eine Annahme, die für die deutschen Küsten sehr häufig zutreffen dürfte. Für andere Bodenarten sind wieder Abänderungen der Theorie dann notwendig, wenn die andere Bodenart als unelastisch angesehen werden muß. Für den reinen Taucherglockenbau wurden zwei Möglichkeiten angenommen:

1. daß aus Rücksicht auf den Glockenbetrieb das Dock erst nach Fertigstellung der Mauern eingeschüttet werden kann, oder die Einschüttung doch zum größten Teil erst dann erfolgt. Die letztere ist eine für die Beanspruchung des Bauwerkes ungünstige Annahme, welcher die Ausführung aber oft entsprechen dürfte.

2. Als zweite Möglichkeit wurde zugelassen, daß die Mauern während des Hochführens gleichzeitig eingeschüttet werden, ein Fall der allerdings sehr selten eintreten dürfte. Fall 2 soll in Absatz V für sich behandelt werden.

II. Über die Druckverteilung unter Docksohlen auf Sandboden.

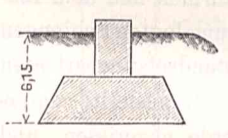
Die Gründung von Docks für große Seeschiffe erfordert stets das Ausheben des Baugrundes bis zu einer großen Tiefe. Der dadurch erreichte gute Baugrund ist festgelagerter Boden, welcher infolge dieser dichten Lagerung seiner Bestandteile eine gewisse Elastizität besitzt, sofern er aus Sand besteht. Setzt man auf diesen Boden Lasten, so wird er sich um ein Maß zusammendrücken, welches in einem bestimmten Verhältnis zu der jeweiligen Last steht. Sind die Lasten ausgedrückt durch P_1, P_2 usw., die elastischen Zusammenpressungen durch d_1, d_2 usw., dann möge sein

$$d_1 : d_2 = P_1^n : P_2^n,$$

wobei n eine rationale positive Zahl sei. Über die Größe von n ist dem Verfasser z. Z. nichts bekannt, es erscheint aber richtig $n = 1$ zu setzen, so lange die Lasten P einen für guten Baugrund verhältnismäßig kleinen Wert behalten. Dem Sandboden wird somit für geringe Belastung die Eigenschaft zugesprochen, sich hinsichtlich der Elastizität so zu verhalten, wie feste elastische Stoffe innerhalb ihrer Elastizitätsgrenze. Es werde somit gesetzt

$$d_1 : d_2 = P_1 : P_2.$$

Die Größe von d für den Einheitsdruck kann nur aus der Praxis durch Versuche gewonnen werden. Wie in dem Beispiel später ausgeführt ist, liegen zwei Beobachtungen darüber vor, welche es als wahrscheinlich erscheinen lassen, daß d für 1 t/qm Druckunterschied weniger als 1 mm beträgt. Die eine Beobachtung an Docks wurde in Kiel gemacht. Bei Leerpumpen des Docks wurde vor Eintreten der Senkung ein Gewicht von über 10000 t Wasser durch den Reibungswiderstand zwischen Mauer und Hinterfüllung aufgezehrt. Für die Senkung von rd. 5 mm blieb dann noch eine Kraft von rd. 50000 t übrig. Bei einer Grundfläche von 7500 qm entstand somit ein Unterschied im Bodendruck von rd. 6,7 t/qm, so daß bei richtiger Annahme des Druckverlustes infolge Reibung dem Druckunterschied von 1 kg/qcm eine Senkung von 0,75 mm entsprach. Die zweite Beobachtung wurde in Bremen an dem dortigen neuen Hochbehälter gemacht.[1]) Der Behälter steht auf acht Senkkasten von einer Querschnittsform gemäß Abb. 1.



Grundfläche länglich rund.

Abb. 1.

Die acht Kasten haben eine Grundfläche von zusammen rund 290 qm; das Bauwerk senkte sich durch die erste Füllung mit 3000 cbm Wasser um 4,5 mm. Es entsprach somit einer Veränderung im Bodendruck um 10,4 t/qm eine Senkung von 4,5 mm;[2]) somit dem Druckunterschied von 1 kg/qcm eine Senkung von 0,43 mm.

Der Baugrund ist in beiden Fällen Sand, aber jedenfalls von verschiedener Beschaffenheit.

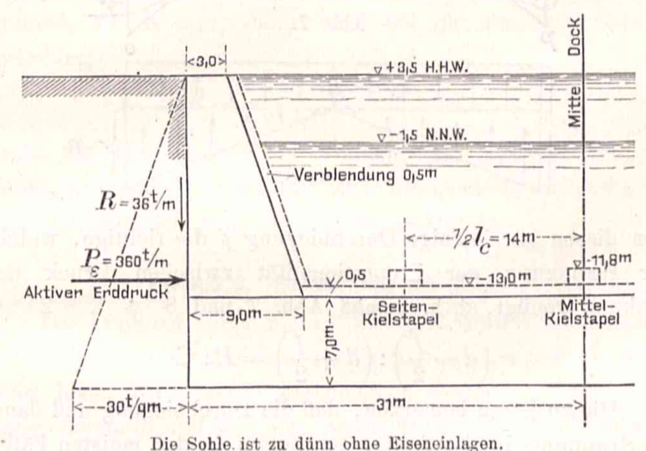
Zur größeren Sicherheit wurde in dem später folgenden Beispiel für 1 kg/qcm Druckunterschied 1 mm Senkung angenommen, eine Annahme, welche aber wie gesagt für jeden Sonderfall auf ihre Richtigkeit geprüft werden muß und somit nur theoretischen Wert besitzt.

Es sollen nun die einzelnen Bauzustände und die darauf folgenden Gebrauchszustände des Docks für einen gewöhnlichen Querschnitt untersucht werden. Jeder derselben weist einen ihm eigentümlichen Spannungszustand auf, welcher durch den Verlauf der Drucklinie gekennzeichnet ist. So wie man aber neuerdings bei Talsperrenmauern sich nicht

1) Verf. verdankt die folgenden Angaben Herrn Dir. Götze in Bremen. Der Hochbehälter ist veröffentlicht im Journal für Gasbeleuchtung 1907.

2) Nach der Entleerung hob sich der Behälter wieder um 2 mm, also um 2,5 mm weniger als die Senkung betrug. Diese Erscheinung ist nicht wunderbar, da bei der Hebung entsprechend der Form der Fundamente eine große Menge Boden, welcher vorher nachgesackt war, mitgehoben werden mußte. Es wird dadurch einmal eine große widerstehende Reibungskraft erzeugt, außerdem muß infolge dieser Reibung das hochgedrückte Stück Erde einen größeren Umfang annehmen als vorher für die Belastung des Fundamentabsatzes zu rechnen war.

nur mit der Errechnung der Druck- und Zugspannungen in dem Mauerwerk begnügen darf, sondern auch die Scherspannungen in Betracht ziehen muß, so wird man auch bei Docks auf letztere Rechnung nicht verzichten dürfen. Besonders die Anschläge mit dem durch die Schwimmtore hervorgerufenen bedeutenden Pressungen werden eine besondere Untersuchung, wahrscheinlich auch für neuere breitere Docks eine andere Bauart erfordern. Die erste Aufgabe bleibt jedoch immer die Zeichnung der Drucklinien. Die Lösung dieser Aufgabe soll in folgendem versucht werden.



Die Sohle ist zu dünn ohne Eiseneinlagen.
Einheitsgewicht für Beton in Luft $s = 2{,}4$ t/cbm.

Abb. 1a. Querschnitt des im Beispiel berechneten Docks.

Es bestand die Absicht zum Schlusse der allgemeinen Erörterung ein Beispiel anzuhängen. Wegen Mangel an Raum sind statt dessen nur einige Ergebnisse des Beispieles in Fußnoten angegeben. Der Querschnitt des im Beispiele berechneten Docks ist in Abb. 1a gezeichnet.

III. Die Berechnung der ungünstigsten Bauzustände bei Hinterfüllung der Mauern nach ihrer Fertigstellung.

Zustand 1. Herstellung der Sohle.

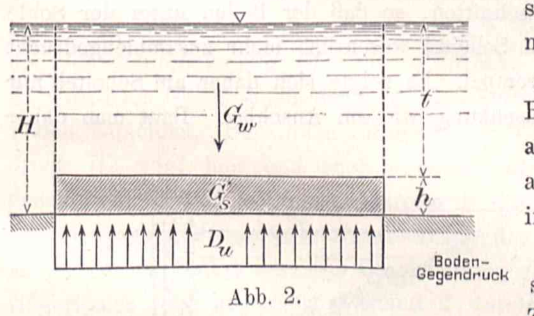


Abb. 2.

Die Sohle wird unter der Glocke in gleichmäßigen Lagen gestampft (Abb. 2). Sie befindet sich nach ihrer Fertigstellung bei Annahme eines gleichmäßigen Baugrundes und annähernd überall gleicher Dicke in bezug auf Biegung im spannungslosen Zustande. Die Druckspannungen in ihr, welche durch den auf ihr ruhendem Wasserdruck und ihr eigenes Gewicht entstehen, werden vorläufig vernachlässigt. Der Untergrund wird belastet mit dem Drucke

$$D_u = G_s + G_w,$$

wobei G_s das Gewicht der Sohle, in der Luft gewogen, und G_w das Gewicht des über der Sohle stehenden Wassers ist. D_u setzt sich zusammen aus dem Bodengegendruck und einem Teile des Wasserdruckes von der Druckhöhe H. Der Boden ist hierbei schon um ein Maß, entsprechend dem Gewicht der eingetauchten Sohle, mehr zusammengepreßt, als er es vor der Sohlenschüttung war. War der Bauplatz für das Dock festes Land, so ist die Bodenbelastung jedoch im allgemeinen geringer als vor der Baggerung, da die ganze Erdlast G_H nur durch die Gewichte $G_s + G_w$ ersetzt wurde. War an der Baustelle ursprünglich tiefes Wasser von der Mindesttiefe $t = H - h$, dann wird im allgemeinen D_u größer sein, als vor der Baggerung. Auf alle Fälle wird jeder Sandboden schon nach der Sohlenschüttung unter einem Drucke stehen, welcher eine dichte Lagerung der Körnchen und damit das Auftreten der Elastizität ermöglicht. Für die folgende Untersuchung wurden G_w, G_s und D_u, da sie sich im Gleichgewicht befinden, vernachlässigt. Diese Kräfte müssen aber für die Errechnung und Zeichnung der Spannungen aus den Drucklinien wieder berücksichtigt werden.

Zustand 2. Herstellung der Mauern.

Der zweite Bauzustand (Abb. 3) tritt ein durch die Errichtung der Mauern unter der Glocke. Es ist für diesen Zustand mit der fertigen Mauer und dem niedrigsten Wasserstand zu rechnen. Man kann den Zustand so auffassen, als ob man von oben und auch von unten den jetzt fehlenden Wasserdruck von der Sohle fortgenommen habe. Für 1 m Docklänge ist das Gewicht der Mauer dann

$$G_o + G_o',$$

wobei G_o das Gewicht der völlig eingetauchten Mauer und G_o' das Zusatzgewicht des herausragenden Teiles gerechnet mit dem Einheitsgewicht des Wassers, ist. Letzteres wird rund zu 1 t/cbm, das Gewicht des eingetauchten Betons zu s_1 t/cbm angenommen. Durch Herstellung der Mauern werden die Enden der Sohle heruntergebogen und die Sohle gleichzeitig gesenkt.

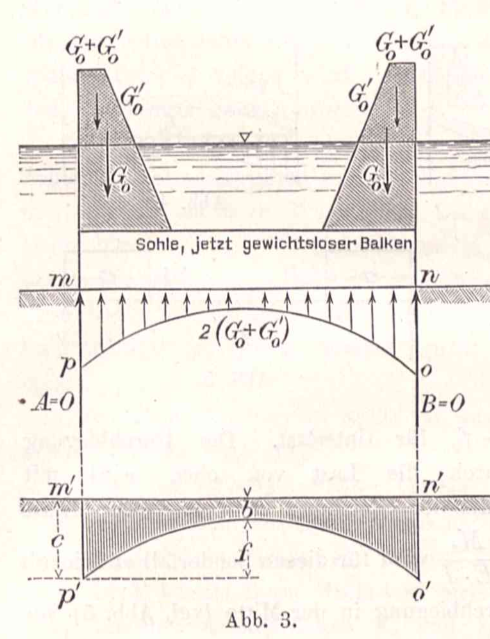


Abb. 3.

Da das Gewicht der Docksohle G_u für die Biegung vernachlässigt werden darf, kann man die Sohle jetzt als gewichtslosen Balken ansehen, auf welchen von oben das Gewicht der Mauern und von unten der Bodendruck, beide gleich $2(G_o + G_o')$ einwirken.[3] Die gedachten Auflager werden zweckmäßig ganz an die Außenkanten der Sohle gelegt. Das Senkungsbild ist die Fläche $m\ n\ o\ p$, welche unten von der Biegungslinie der Sohle und oben durch eine gerade Linie begrenzt ist, sofern die Biegungslinie der unbelasteten Sohle eine Gerade war. Ist die Größe der Zusammendrückbarkeit des Baugrundes bekannt, und wird er im geraden Verhältnis der einwirkenden Lasten zusammengepreßt, dann läßt sich die Biegungslinie der Sohle und damit die Druckverteilung unter der Sohle bestimmen. Ist die Zusammendrückbarkeit des Baugrundes z. B. derart, daß

3) Die bisher übliche Annahme, daß der Mindestdruck in der Unterkante Sohlenmitte gleich dem vollen Wasserdrucke sei, ist zu günstig.

die Last $2(G_o + G_o')$ bei gleichmäßiger Verteilung quer über die Sohle die Zusammendrückung d hervorruft, so muß sein Fläche $\overline{m\,n\,o\,p} = d \cdot l$, eine Behauptung, die in der Annahme, daß die Senkungen proportional den Drücken seien, ihre Begründung findet. Man kann nun gemäß der Annahme $d_1 : d_2 = P_1 : P_2$ die Senkungsfläche auch gleichzeitig als Belastungsfläche ansehen und hat dann letztere so zu bestimmen, daß sie eine Gesamtdurchbiegung der Sohle von $f = c - b$ erzeugt. Dieses geschieht wie folgt. Man hat bereits gemäß Abb. 3 die Sohle als einen Balken auf zwei Stützen betrachtet. Die Lasten von oben sind die Mauern mit je $G_o + G_o'$ Gewicht, die Last von unten ist der Bodendruck, gleich $2(G_o + G_o')$, die Auflagerdrücke sind $A = B = 0$. Das Gesetz von der Unabhängigkeit der Wirkungen wird angewendet, und jede Durchbiegung für sich berechnet. Danach erzeugt die unmittelbare Belastung durch die Seitenmauern eine Durchbiegung f_o nach unten (Abb. 4), die Belastung durch den Bodengegendruck von unten eine Durchbiegung f_u nach oben (Abb. 4a), also $+ f_o$ für Oberlast und

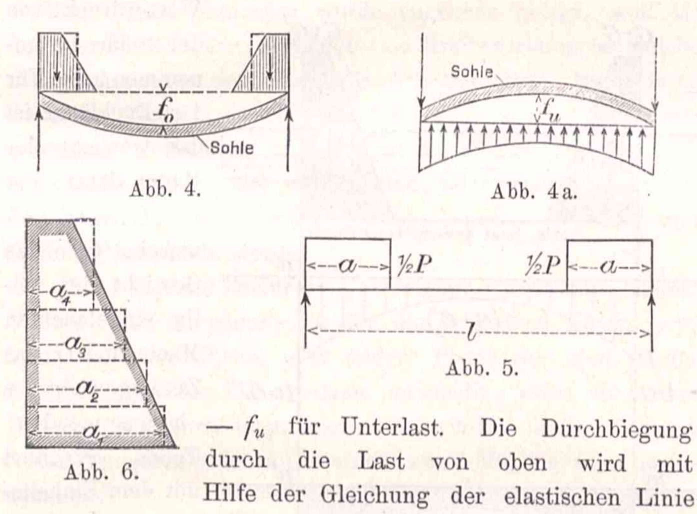


Abb. 4. Abb. 4a.

Abb. 5.

Abb. 6.

$- f_u$ für Unterlast. Die Durchbiegung durch die Last von oben wird mit Hilfe der Gleichung der elastischen Linie bestimmt. $\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M_x}{E \cdot J}$ wird für diesen Sonderfall entwickelt und ergibt eine Durchbiegung in der Mitte (vgl. Abb. 5) von

$$f_o = \frac{P \cdot l^3}{48\, E \cdot J}\left(\frac{3}{2}\,\frac{a}{l} - \frac{a^3}{l^3}\right)$$

Man zerlegt zur genaueren Bestimmung von f_o die Dockmauern zweckmäßig in n wagerechte Streifen, deren Dicke von unten nach oben zunimmt (Abb. 6) und verwandelt die entstehenden Trapeze in Rechtecke von den Breiten a_1 bis a_n. G_o' (vergl. Abb. 3) wird in ein Rechteck von der Breite a_o verwandelt. Es wird dann $P = 2(G_o + G_o')$,

$$f_o = \Sigma\,(f_{o_1} + f_{o_2} + \cdots + f_{o_n}).$$

Die Senkungsfläche verwandelt man zur Vereinfachung in zwei Trapeze (vergl. Abb. 7), so daß wird $2 \cdot \overline{m\,r\,q\,s} = \overline{m\,n\,o\,p}$. Die Abweichung von der Wirklichkeit ist nur gering, da c und b in gleichem Sinne verkleinert wurden. Dann berechnet man die Durchbiegung der Sohle durch die Unterlast gemäß Abb. 8 für mehrere Annahmen $C : B$, die alle der Bedingung $\frac{C + B}{2} \cdot l = 2(G_o + G_o')$ genügen müssen; c und b sind Senkungen in mm, C und B Drücke in t/qm ausgedrückt.

Nach den Formeln Hütte I 1899 S. 360ff. (Durchbiegung von Trägern usw.) kann man unter Zusammensetzung von Fall 8 und 13 die Durchbiegung f_u berechnen. Man erhält dann gemäß der Zahl der Annahmen $C : B$ ebensoviel Durchbiegungen

$$f_u\; f_u'\; f_u'' \text{ bis } f_u^n.$$

Aus der konstanten Durchbiegung f_o und den verschiedenen f_u folgen dann verschiedene

$$f = f_u - f_o;\; f' = f_u' - f_o \text{ usw.}$$

Abb. 7.

Abb. 8.

Von diesen ist diejenige Durchbiegung f die richtige, welche der Bedingung der Proportionalität zwischen Druck und Senkung genügt, d. h. gemäß Abb. 7 und 8

$$\left(d - \frac{f}{2}\right) : \left(d + \frac{f}{2}\right) = B : C.$$

Hierzu ist zu bemerken, daß die Durchbiegung und damit die Spannung in der Sohle, bei diesem in den meisten Fällen ungünstigsten Bauzustand, desto größer wird, je weicher der Boden, d. h. je größer d ist. Je größer die Gesamtsenkung d des Docks ist, desto geringer ist der Einfluß der Sohlendurchbiegung auf die Druckverteilung, desto gleichmäßiger sind somit die Drücke unter der Sohle verteilt. Die Kenntnis von d ist Vorbedingung für die Genauigkeit der Rechnung. Sie wird nicht immer leicht zu beschaffen sein, wo nicht schon ältere Docks vorhanden sind. Dort aber, wo solche bestehen, kann man sich eine annähernde Kenntnis von d durch Beobachtungen verschaffen. Sehr zu beachten ist dabei noch die Lage des Geländes an der Stelle der alten Docks vor ihrer Erbauung und desjenigen an der neuen Dockbaustelle. Die Kieler Docks sind z. B. in eine flache Uferböschung eingeschnitten, so daß der Boden unter der Sohle nach Abb. 9 am Scheitel wesentlich mehr zusammengedrückt war als am Drempel. Es zeigte sich daher am Scheitel nur die halbe Docksenkung wie am Anschlag. Baut man daher

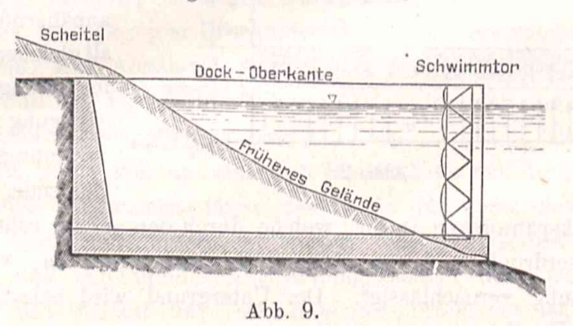


Abb. 9.

ein Dock in tiefem Wasser und macht die Beobachtung über die Senkung d an einem Dock, welches völlig eingegraben werden mußte, so ist eine Vergrößerung des beobachteten d notwendig. Zu beachten ist auch, daß das beobachtete d infolge der Reibung der Dockmauern an der Hinterfüllungserde immer kleiner sein muß, als es bei freistehendem Dock sein würde. Es wird nachher gezeigt werden, daß nach der Einschüttung dieser gefährlichste Zustand 2 für ein auf zusammendrückbarem Untergrunde erbautes Dock nicht wieder-

kehrt. Man wird daher immer die Durchbiegung und damit die Zugspannungen im Beton möglichst durch starke Eiseneinlagen verhindern und bei Gelände wie in Abb. 9 die Eiseneinlagen gemäß der Bodengestaltung verändern.

Es ist zu hoffen, daß durch Veröffentlichungen von Messungen an anderen Orten mit der Zeit Höchstwerte über die Zusammenpressungen bekannt werden, die dort zugrunde gelegt werden können, wo eigene Beobachtungen nicht möglich sind.

Die einem Bodendrucke von 1 t/qm entsprechende Senkung sei K mm, dann wird bei gleichmäßiger Druckverteilung

$$d = \frac{2\,(G_o + G_o')}{l:1} K \text{ mm},$$

wenn die Gewichte G in Tonnen, die Sohlenbreite l in Metern ausgedrückt wird und sich die ganze Betrachtung auf einen Querstreifen von 1 m Breite bezieht.[4])

Zustand 3. Einschüttung des Docks.

Das Dock sei völlig hinterfüllt. Als Hinterfüllungsboden stehe stark lehmhaltiger Sand zur Verfügung. Es muß ein möglichst hoher Wasserstand angenommen werden, er reiche bis Maueroberkante und sei innen und außen gleich. Der Erddruck

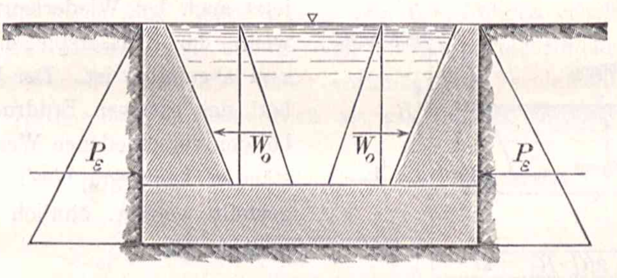


Abb. 10.

von außen auf die Mauer erreicht dadurch seinen Höchstwert, er tritt an die Stelle des vorher vorhandenen Wasserdruckes. Der Boden sei völlig mit Wasser gesättigt, so daß der Unterschied zwischen Erddruck P_ε und dem Wasserdruck W_o wirksam werde (Abb. 10). Die Mauern biegen sich nach innen, die Sohlendurchbiegung geht etwas zurück. Der Erddruck P_ε wird nach irgend einem der bekannten Verfahren für nassen Boden berechnet. Der innen auf die Mauer wirkende Wasserdruck W_o wird hier und auch weiterhin als wagerecht angenommen, da die senkrechte Seitenkraft des Wasserdruckes auf die innere Mauerfläche durch Abzug des Auftriebes der Mauer berücksichtigt ist. Die Durchbiegung f der Sohle verringert sich jetzt gegenüber Zustand 2 durch Änderung folgender Größen:

1. Das Gewicht ΣG der Mauern und das dadurch erzeugte Biegungsmoment wird geringer, da die Mauern ganz eingetaucht sind,

2. Das aus P_ε und W_o für die Mitte der Sohle entstehende Moment wirkt gleichfalls entlastend,

3. infolge Verringerung der vorhandenen Durchbiegung nach oben wird eine andere ungünstigere Druckverteilung unter der Sohle erzeugt, welche ähnlich wie bei Zustand 2 berechnet wird. Das Gesamtmoment in der Sohlenmitte wird nun kleiner als bei Zustand 2. Die Normalkraft $P_\varepsilon - W_o$ verringert die Zugspannungen, welche in der Sohle infolge des Biegungsmomentes vorhanden sind.[5]) Zustand 3 ist nie der gefährlichste, er ist nur Übergang zu

Zustand 4. Leerung des Dockes.

Während der Leerung führt das Dock folgende Bewegungen aus:

1. Es bewegt sich entsprechend seiner Gewichtsverminderung als Gesamtkörper nach oben. Dabei erzeugt es eine nach unten gerichtete und an der Hinterkante der Mauern angreifende Reibungskraft R, welche, unabhängig von dem innen auf die Mauern wirkenden Wasserdrucke, in ihrem Größtwerte eine Funktion des äußeren Erddruckes $R = \mu \cdot P_\varepsilon$ ist. μ ist hierbei der Reibungskoeffizient zwischen Mauer und Boden. Diese Reibungskraft R wächst von 0 bis zu dem Werte $\mu \cdot P_\varepsilon$. Für die folgenden Berechnungen wird aber stets mit dem Größtwerte $\mu \cdot P_\varepsilon$ gerechnet, da dieser bei den betrachteten Zuständen bereits erreicht ist, wie das spätere Beispiel zeigen wird. Dementsprechend wird R zu den Konstanten gezählt werden.

2. Die Dockmauern biegen sich weiter nach innen, die Sohle weiter nach unten durch. Faßt man den Zustand so auf, als ob bei z m Wasser im Dock, von der ganzen Docksohle von oben der Wasserdruck in Höhe $t - z$ und von unten der entsprechende Bodengegendruck abgenommen sei, dann bleibt die Annahme, daß die Sohle selber als gewichtsloser Balken angesehen werden dürfe, noch zu Recht bestehen.

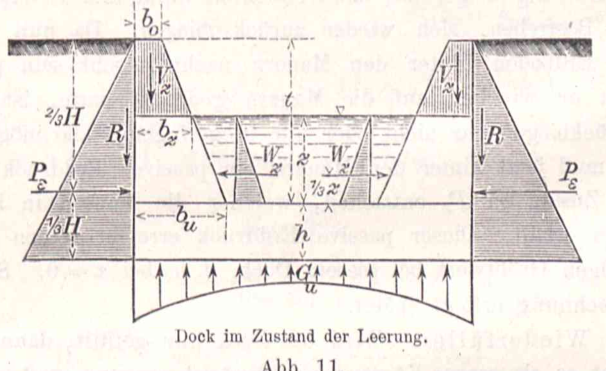
Die Durchbiegung der Sohle ist jetzt abhängig von folgenden Größen (Abb. 11):

a) von den unveränderlichen Größen G_o und P_ε,

b) von der dem absoluten Werte nach als unveränderlich angesehenen Größe R, welche bei z m Wasser im Dock bereits ihren Größtwert erreicht haben möge,

c) von den veränderlichen V_z und W_z,

d) von den durch die Kräfte a) bis c) erzeugten Bodengegendrücken.



Dock im Zustand der Leerung.

Abb. 11.

V_z ist bei einem Wasserstande von z m im Dock das Mehr an Mauergewicht, welches durch Verlust an Auftrieb entsteht, W_z der Wasserdruck von innen auf die Mauer. Man bezeichne die aus den Kräften unter a), b) und dem zugehörigen Teile von d) hervorgehende Durchbiegung der

4) Das Beispiel (Dock von 45 m Nutzbreite) ergab die Einheitsdrücke unter der Mitte und der Seite der Sohle von 0,71 und 9,75 t/qm mit der Durchbiegung $f = 9{,}05$ mm. Es war dabei $d = 5{,}23$ mm. Die entstehenden Spannungen sind 14,6 kg/qcm Zug und 17,7 kg/qcm Druck. Die Sohle ist also wesentlich zu dünn, sie müßte wahrscheinlich 10 m dick werden oder Eiseneinlagen erhalten, die unter Spannung eingesetzt werden.

5) Die Durchbiegung geht zurück von 9,05 mm auf 6,08 mm. Die Einheitsbodendrücke werden unter der Sohle 1,58 t/qm und 7,65 t/qm.

Sohle mit f_k, die aus den Kräften c) und dem zugehörigen Teile von d) entstehende mit f_z. f_k wird sowohl während des Auspumpens (f_{k_1}), als auch während des Füllens (f_{k_2}), sobald R seinen Größtwert erreicht hat, konstant, f_z dagegen bleibt veränderlich. Hierbei ist f_{k_1} nicht gleich f_{k_2}.

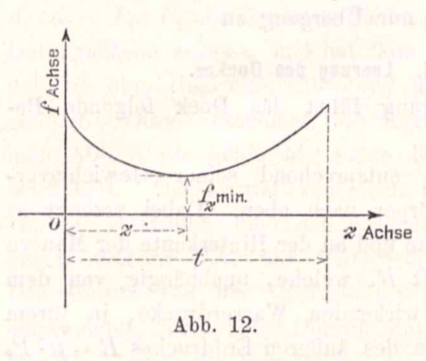
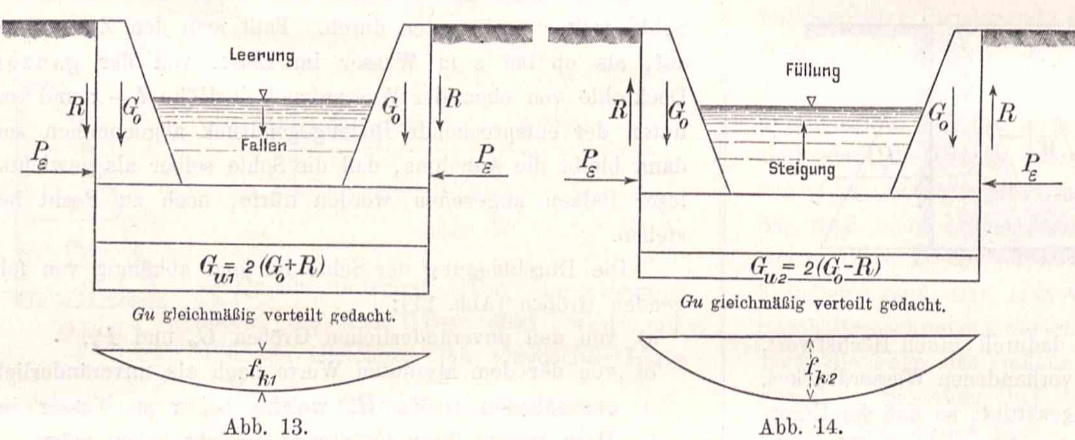


Abb. 12.

Stellt man die Durchbiegung f_z als eine Funktion des Wasserstandes im Dock z dar, so muß f_z betrachtet als Durchbiegung nach oben für einen bestimmten Wert von z ein Kleinstwert werden, mit der Bedingung $\frac{d f_z}{d z} = 0$, (vgl. Abb. 12); $f_{z\,\min}$ ist dabei unabhängig von f_k.

Die größte Durchbiegung der Sohle nach unten tritt daher ein bei einem Wasserstande z, welcher zu errechnen ist aus der Gleichung $\frac{d f_z}{d z} = 0$, und bei demjenigen Zustande des Docks, welcher das größere f_k aufweist. Dieses ist der Fall bei der Füllung, da gemäß Abb. 13 und 14 $f_{k_2} > f_{k_1}$ ist.



Gu gleichmäßig verteilt gedacht. Abb. 13. Gu gleichmäßig verteilt gedacht. Abb. 14.

Bei der Leerung des Docks wird daher nur ein vorläufiger Größtwert der Sohlendurchbiegung nach unten erzeugt. Wird die Leerung fortgesetzt, dann haben die Sohle und die Mauern das Bestreben, sich wieder zurückzubiegen. Da nun aber der Erdboden hinter den Mauern nachgerutscht sein muß, falls er wirklich auf die Mauern gedrückt hatte, ist das Zurückbiegen gar nicht oder nur in geringem Maße möglich. Es muß jetzt hinter den Mauern ein passiver Erddruck E_P als Zusatz zu P_ε entstehen, welcher die Mauern in ihrer Lage erhält. Dieser passive Erddruck erreicht seinen vorläufigen Größtwert bei leerem Dock, d. h. bei $z = 0$. Seine Berechnung erfolgt später.

Wiederfüllen. Wird das Dock nun gefüllt, dann beginnt es als ganzer Körper eine Abwärtsbewegung, verbunden mit einer Aufhebung und darauf folgenden Umkehrung der Reibungskräfte R. Es werde vorausgesetzt, daß das Gewicht des eingelaufenen Wassers gleich ist $4R$, ehe z m Wasser im Dock sind; andernfalls wäre die Umkehrung von R mit Eintritt von $f_{z\,\min}$ noch nicht vollendet. Diese Annahme ist durch das jeweilige Beispiel zu erweisen. Bei der Füllung verringern die Mauern ihren Druck auf den Hinterfüllungsboden und verkleinern so allmählich den passiven Erddruck. Ehe aber der vorige Wasserstand z (für $f_{z\,\min}$) erreicht wird, beginnt der Bedingung $f_{k_2} > f_{k_1}$ entsprechend die Sohle eine weitere Durchbiegung nach unten und die Mauer tatsächlich eine weitere Vorwärtsbewegung über das erste Maß hinaus, bei deren Beginn der passive Erddruck E_P bereits gleich 0 wird. Die Sohlendurchbiegung nach unten wird jetzt bei Eintritt von $f_{z\,\min}$ zum wirklichen Größtwert. Über diesen hinaus kann sich während des Baues, d. h. so lange kein Schiff die Sohle belastet, weder die Sohle weiter nach unten durchbiegen, noch die Mauer weiter vorbiegen. Dieser zweite Zustand der größten Durchbiegung der Sohle nach unten werde der z-Zustand genannt.

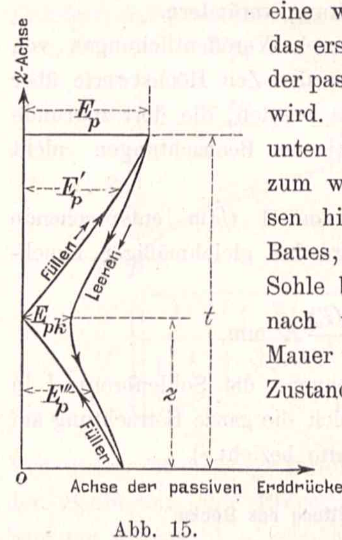
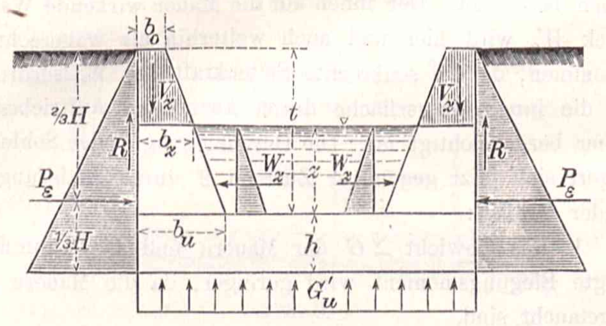


Abb. 15.

Die Mauer hat jetzt bei weiterer Füllung oder Wiederleerung stets das Bestreben, sich zurückzubiegen, und erzeugt so in jeder Lage mit Ausnahme des z-Zustandes einen passiven Erddruck. Entsprechend vorigem wirkt dieser wechselnde passive Erddruck jetzt auch bei Wiederleerung, wenn der Wasserspiegel bis z m abgefallen ist. Der Verlauf des passiven Erddruckes bei den verschiedenen Wasserständen kann graphisch dargestellt werden, ähnlich wie in Abb. 15.

Die Berechnung des Wertes z für den z-Zustand.

Es ist steigendes Wasser vorausgesetzt, welches den Stand von z m gerade erreicht haben möge. Die Neigung der Dockmauer innen sei $n:1$, der Inhalt der Mauer V cbm/m. Das Gewicht von Beton im Wasser s_1 t/cbm. Die übrigen Bezeichnungen ergeben sich



Dock im Zustande der Füllung.
Abb. 16.

aus Abb. 16. Die auf S. 482 genannten Kräfte nehmen nun folgende Werte an:

1. das Gewicht der ganz eingetauchten Mauern
$$2\,G_o = 2\,V \cdot s_1;$$
2. das Mehrgewicht durch Verlust an Auftrieb
$$2\,V_z = 2\,V - 2\,z\,b_u + \frac{z^2}{n};$$

3. die Erddruckkraft P_ε ist nach einer der bekannten Formeln zu berechnen;

4. die Reibungskräfte

$$2R = 2\mu P_\varepsilon;$$

5. der Wasserdruck innen, in wagerechter Richtung auf die Mauer wirkend

$$2W_z = 2\cdot\frac{z^2}{2};$$

6. der Gegendruck unter der Sohle

$$G_u' = 2(G_o + V_z - R).$$

Für die Berechnung der Sohlendurchbiegung werden P_ε und W_z durch ihre Mittelkräfte ersetzt. Die Bodendruckverteilung G_u' nimmt mit Veränderung der Biegungslinie natürlich auch eine andere Gestalt an. Biegt sich die Sohle im z-Zustand z. B. nach unten durch, dann muß der Bodendruck auf die Flächeneinheit dementsprechend in der Sohlenmitte am größten sein (Abb. 17). Man kann die wahre Verteilung von G_u' für den einzelnen Sonderfall durch Probeberechnung bestimmen.

Wenn man aber G_u' für die allgemeine Ableitung von z als Trapez ansetzen wollte, dessen Form von der Größe z mit abhängig wäre, dann würde man Gleichungen erhalten, welche allgemein sehr schwer oder überhaupt nicht mehr zu lösen wären. Man setzt daher vorläufig zur Vereinfachung des Verfahrens den Bodendruck als gleichmäßig verteilt an,

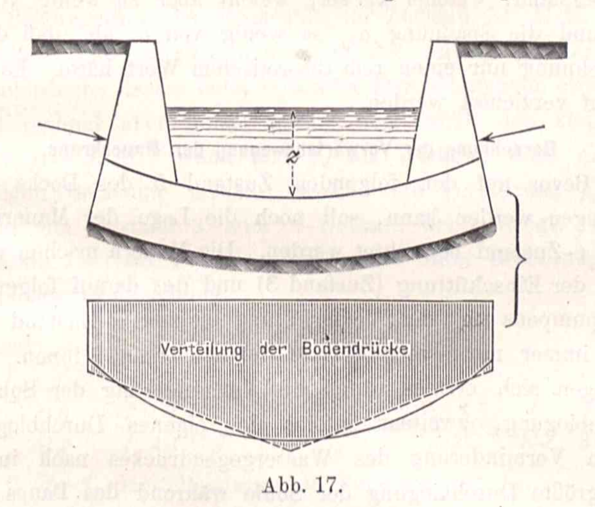


Abb. 17.

eine Annahme, die im Interesse der Sicherheit des Bauwerks liegt. Ob der begangene Fehler innerhalb der erlaubten Grenzen bleibt, ist dann für jedes einzelne Beispiel besonders nachzuweisen. Zeigt sich dann, daß noch eine starke Durchbiegung vorhanden ist, dann kann man mit einigen Versuchsrechnungen z so bestimmen, daß es auch für die abgeänderte Bodendruckverteilung dem $f_{z\min}$ entspricht.

Für $f = f_{\max}$ gilt die Gleichung $\frac{df}{dz} = 0$, aus welcher z zu berechnen ist. Es werden erst alle Durchbiegungen f einzeln für z m Wasser im Dock dargestellt, unter Annahme gleichmäßigen Bodendrucks, die gefundenen f werden einzeln differenziert.

1. Die Durchbiegungen aus den Kräften G_o, R und P_ε sind unveränderlich (s. S. 482)

$$f_k = +C_1 \quad\text{und}\quad \frac{df_k}{dz} = \frac{dC_1}{dz} = 0.$$

2. Last $2V_z$.

a) V_z wird in ein Rechteck verwandelt und wirkt von oben in der mittleren Breite

$$a_z = \frac{b_o + b_z}{2}, \qquad a_z = \frac{b_o + b_u - \frac{1}{n}z}{2} \quad\text{(vgl. Abb. 18)},$$

$$2V_z = 2V - 2z\cdot b_u + \frac{z^2}{n};$$

es wird $$f_{oz} = \frac{2V_z l^3}{48EJ}\left(\frac{3}{2}\frac{a_z}{l} - \frac{a_z{}^3}{l^3}\right).$$

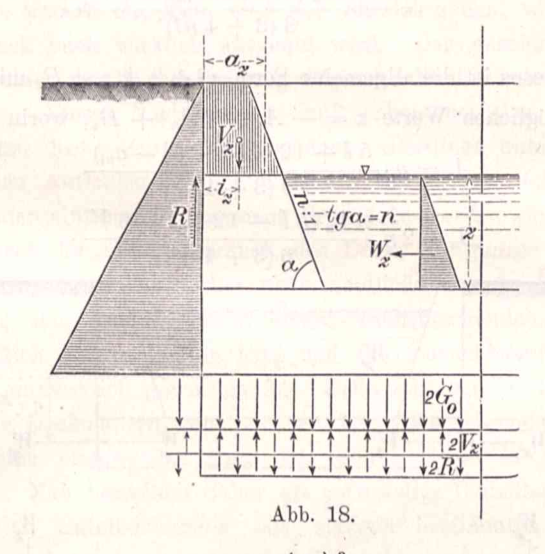


Abb. 18.

In dieser Formel kann $\left(\frac{a_z}{l}\right)^3$ vernachlässigt werden. Es ist bei den gebräuchlichen Dockabmessungen und dem später gefundenen Werte von z etwa 0,3 vH. von $\frac{3}{2}\frac{a_z}{l}$. Man setze $\frac{b_o + b_u}{2} = b_m$, bezeichne die Durchbiegungen nach unten als positiv, die nach oben als negativ, dann wird

$$a_z = b_m - \frac{z}{2n}.$$

$$f_{oz} = +\frac{l^3}{32\,l\,EJ}\left(2V - 2z\,b_u + \frac{z^2}{n}\right)\cdot\left(b_m - \frac{z}{2n}\right)$$

$$= \frac{l^3}{32\,l\,EJ}\left[2Vb_m - 2z\left(b_u b_m + \frac{1}{2n}V\right) + \frac{z^2(b_u + b_m)}{n} - \frac{z^3}{2n^2}\right]$$

$$\text{I.}\quad \frac{df_{oz}}{dz} = +\frac{l^3}{32\,l\,EJ}\left[-2\left(b_u b_m + \frac{1}{2n}V\right) + \frac{2z(b_u + b_m)}{n} - \frac{3}{2}\frac{z^2}{n^2}\right].$$

b) $2V_z$ wirkt gleichmäßig von unten,

$$f_{uz} = -\frac{2V_z}{EJ}\frac{5l^3}{384}$$

$$= -\frac{5l^3}{384\,EJ}\left[2V - 2z\,b_u + \frac{z^2}{n}\right].$$

$$\text{II.}\quad \frac{df_{uz}}{dz} = -\frac{5l^3}{384\,EJ}\left(\frac{2z}{n} - 2b_u\right).$$

3. Moment aus W_z. Man bringe W_z noch zweimal in der Mitte der senkrechten Sohlenaußenkante an, darauf denke man sich die Seitenwände umgeklappt (Abb. 19). Man erhält so den Normalfall der Hütte I, 1899, S. 362 ff., Fall 6. Danach wird

$$f_w = -\frac{z^2\cdot l^3}{2\cdot 8\cdot EJ}\cdot\frac{(2z + 3h)}{6l} = \frac{l^3}{48\,l\,EJ}\left(z^3 + \frac{3}{2}z^2h\right).$$

$$\text{III.}\quad \frac{df_w}{dz} = -\frac{3l^3}{48\,l\,EJ}(z^2 + zh).$$

Aus Gleichung I, II und III folgt

$$\Sigma \frac{df}{dz} = \frac{l^3}{16EJ}\left[\frac{-\left(b_u b_m + \frac{V}{2n}\right)}{l} + \frac{z(b_u+b_m)}{nl} - \frac{3}{4}\frac{z^2}{n^2 l} - \frac{5z}{12n} + \frac{5}{12}b_u - \frac{z^2}{l} - \frac{h\cdot z}{l}\right] = 0,$$

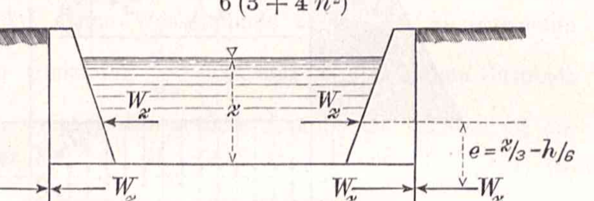
daraus ergibt sich die quadratische Gleichung

$$z^2 + 2z\cdot\frac{5l\cdot n + 12n(nh - b_u - b_m)}{6(3+4n^2)} = \frac{n[nb_u(5l-12b_m) - 6V]}{3(3+4n^2)}.$$

Dieses ist die allgemeine Form $z^2+2A_z z = B_z$ mit dem hier möglichen Werte $z = -A_z + \sqrt{A_z{}^2+B_z}$, worin sind

$$A_z = n\cdot\frac{5l+12\cdot(nh-b_u-b_m)}{6(3+4n^2)}$$

und
$$B_z = 2n\frac{nb_u(5l-12b_m)-6V}{6(3+4n^2)}.$$



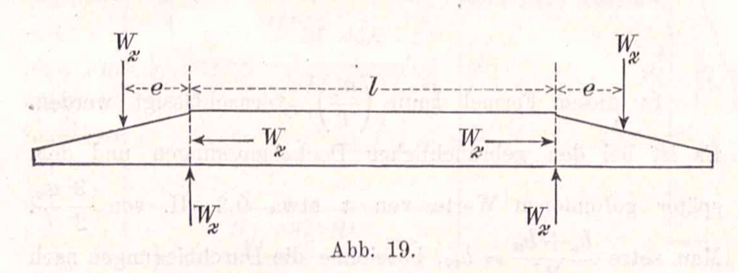


Abb. 19.

Man kann nun für diesen Wert von z die Gesamtdurchbiegung berechnen und erhält damit den größten Wert der Durchbiegung nach unten, falls eine solche eintritt, sonst den kleinsten Wert der Durchbiegung nach oben, welche während des Baues auftreten kann.

z-Zustand bei ungleichmäßiger Bodendruckverteilung.

1. Die Sohle möge sich nach unten durchbiegen.

Es verhalten sich $G_{u_1} : G_{u_2} = \alpha : \beta$ (vgl. Abb. 19a),

$$G_{u_1} + G_{u_2} = G_u,$$

$$G_{u_1} = \frac{\alpha}{\alpha+\beta}\cdot G_u;\quad G_{u_2} = \frac{\beta}{\alpha+\beta}\cdot G_u;$$

$$f_{u_1} = \frac{G_u\cdot l^3}{384\cdot EJ}\cdot\frac{5\cdot\alpha}{\alpha+\beta};$$

$$f_{u_2} = \frac{G_u l^3}{EJ}\cdot\frac{\beta}{60(\alpha+\beta)} = \frac{G_u l^3}{384EJ}\cdot\frac{6{,}4\cdot\beta}{(\alpha+\beta)};$$

$$f_u = \frac{G_u l}{384EJ}\cdot\frac{5\alpha+6{,}4\beta}{(\alpha+\beta)} = \frac{G_u l^3}{384EJ}\cdot\gamma_1;$$

somit wird gem. S. 486 Gleichung II, wenn $\gamma_1 = \frac{5\alpha+6{,}4\beta}{\alpha+\beta}$,

$$\frac{df_u}{dz} = -\frac{\gamma_1\cdot l^3}{384EJ}\left(\frac{2z}{n} - 2b_u\right)$$

und
$$\Sigma\frac{df}{dz} = \frac{l^3}{16EJ}\left[-\frac{\left(l_n l_m + \frac{V}{2n}\right)}{l} + \frac{z(b_u+b_m)}{nl} - \frac{3}{4}\frac{z^2}{n^2 l} - \frac{\gamma_1}{12}\frac{z}{n} + \frac{\gamma_1}{12}b_u - \frac{z^2}{l} - \frac{hz}{l}\right] = 0$$

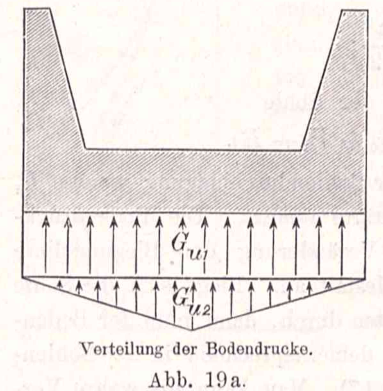
und
$$A_z = \frac{[\gamma_1 l - 12(b_u+b_m+nh)]\,n}{6(3+4n^2)},$$

$$B_z = \frac{[n(b_u l - 12\,b_u b_m) - 6V]\,2n}{6(3+4n^2)},$$

$$z = -A_z + \sqrt{A_z^2+B_z}.$$

In gleicher Weise kann z bei Durchbiegung der Sohle nach oben bestimmt werden.[6]) Es muß dann in der Formel für A_z und B_z γ_1 ersetzt werden durch

$$\gamma_1 = \frac{5\alpha+3{,}6\beta}{\alpha+\beta}.$$



Verteilung der Bodendrucke.

Abb. 19a.

Zur Berechnung der größten Spannung in der Sohle bei Zustand 4.

Das größte Biegungsmoment tritt ein im z-Zustande, die Zug- und Druckspannungen in der Sohle sind jedoch außerdem noch abhängig von den wagerecht wirkenden Normalkräften. Als Veränderliche ist dabei nur W_z vorhanden, je größer es ist, desto kleiner ist die Summe der Normalkräfte in der Sohle. Man kann die Höhe des Wasserstandes, bei welchem die größte Zugspannung in der Sohle auftritt, ohne Schwierigkeit mit Hilfe einer Maximalaufgabe ermitteln. Dieser Wasserstand, welcher z_1 sei, weicht aber so wenig von z ab, und die Spannung σ_{z_1} so wenig von σ_z ab, daß diese Berechnung nur einen rein theoretischen Wert hätte. Es soll darauf verzichtet werden.

Berechnung der Vorwärtsbewegung der Mauerkrone.

Bevor auf den folgenden Zustand 5 des Docks eingegangen werden kann, soll noch die Lage der Mauern in dem z-Zustand betrachtet werden. Die Mauern machen während der Einschüttung (Zustand 3) und des darauf folgenden Leerpumpens und der Wiederfüllung bis zum z-Zustand eine sich immer mehr vergrößernde Bewegung nach innen. Sie bewegen sich erstens durch die Verminderung der Sohlendurchbiegung, zweitens infolge der eigenen Durchbiegung durch Verminderung des Wassergegendruckes nach innen. Die größte Durchbiegung der Sohle während des Baues trat im z-Zustand ein. Da nun die Vorwärtsbewegung der Mauerkrone in erster Linie von der Verminderung der Sohlendurchbiegung, in zweiter erst von ihrer wagerechten Belastung abhängig ist, und da die Mauer im z-Zustande meist um mehr als $\frac{3}{4}$ des vollen Wasserdruckes entlastet ist und das Moment des verbleibenden Druckes, auf den Mauerfuß bezogen, meist kleiner als $\frac{1}{8}$ des ursprünglichen ist, so kann man genau genug den z-Zustand auch gleichzeitig als den Zustand der größten Kippung der Mauern nach innen ansehen. Die Größe dieser Kippung werde in folgendem bestimmt.

Man errechnet zuerst den Unterschied zwischen den Durchbiegungen der Docksohle im Zustande 3 und im z-Zustande. Dieser Unterschied sei f_d. Er ist

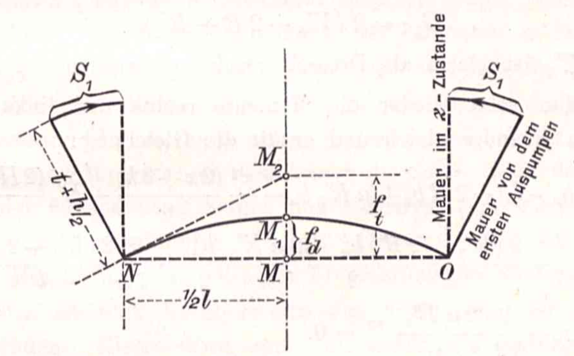
$$f_d = f_{oz} - f_{uz} + f'_w + f_R,$$

6) Bei einem Beispiele (Dock von 45 m nutzbarer Breite und 17 m Höhe der Mauern über Sohle) ergab sich $z = 8{,}15$ m. Unter Annahme gleichmäßiger Bodendruckverteilung unter der Sohle bog sich hierbei die Sohle um 0,7 mm nach unten durch. Eine Neuberechnung von z war somit in diesem Falle überflüssig. Vgl. hiermit Anm. auf S. 496 für den y-Zustand.

worin f'_w die Verminderung der Sohlendurchbiegung infolge Verringerung des Innendruckes auf die Mauern um $\frac{t^2 - x^2}{2}$ und f_R die aus der Reibungskraft R entstehende Durchbiegung ist. Es wird

$$f_d = \frac{l^3}{48EJ}\left[\left\{3\frac{a_x}{l} - 2\left(\frac{a_x}{l}\right)^3 - \frac{5}{4}\right\}V_x + \frac{5}{4}R + \frac{1}{l}\left\{t^3 - x^3 + \frac{3}{2}l\,(t^2 - x^2)\right\}\right].$$

In Abb. 20 wurde die Biegungslinie des x-Zustandes als Gerade NMO dargestellt, eine Annäherung, welche genau genug ist. Die Mauerkippung infolge der Sohlenbiegung sei



Mauern und Sohle sind durch starke Striche dargestellt.

Abb. 20.

S_1 in mm, der entsprechende Ausschlag der Endtangente an die Biegungslinie der Docksohle im Zustand 3: $MM_2 = f_t$. f_t müßte nun durch Summierung der Ausschläge der den verschiedenen Lasten entsprechenden Durchbiegungen erfolgen, man rechnet aber genau genug und erhält den kleinsten Wert $f_t = MM_2$, wenn man f_d als Wirkung einer gleichmäßigen Belastung ansieht, welche die Verbiegung f_d der Sohle von Zustand 3 zum x-Zustand hervorbringt. Diese gedachte Last sei P. Man kann dann unter Beachtung der Durchbiegungsgleichung

$$\eta = \frac{P}{EJ}\,\frac{l^3}{24}\left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4}\right)$$

und $\frac{d\eta}{dx} = \frac{2}{l}\,\frac{Pl^3}{48EJ}$ für $x = 0$, sowie $f_d = \frac{P}{EJ}\,\frac{5l^3}{384}$ die Größe f_t darstellen als eine Funktion von f_d

$$f_t = \frac{l}{2}\,\frac{d\eta}{dx} = \frac{Pl^3}{48EJ} = \frac{8}{5}f_d.$$

Es wird daher

$$S_1 = \frac{8 f_d (2t + h)}{5l}.$$

Dazu kommt die Eigenbiegung S_2 der Mauer durch Verminderung des Wasserdruckes um $P_x = \frac{t^2 - x^2}{2}$. Man kann auch diese Durchbiegung leicht genau berechnen; es genügt aber, wenn man zur Vereinfachung P_x als Dreieckslast auffaßt und berechnet gemäß Abb. 21

Abb. 21.

$$S_2 = \frac{P_x}{EJ_1}\cdot\frac{t^3}{15} = \frac{t^2 - x^2}{2\cdot EJ_1}\cdot\frac{t^3}{15}.$$

Dieses gibt einen etwas kleineren Wert als den wirklichen (vgl. Hütte I, 1899, S. 364, Fall 11). J_1 ist veränderlich entsprechend der Mauerstärke. Man kann zur Vereinfachung J_1 für den Schnitt in $\frac{1}{3}l$ über der Sohle nehmen. Es wird also die gesamte Verbiegung der Mauer am Kopf:

$$S = S_1 + S_2 = \frac{l^2}{30EJ}\left[\left\{3\frac{a_x}{l} - 2\left(\frac{a_x}{l}\right)^3 - \frac{5}{4}\right\}V_x + \frac{5}{4}R + \frac{1}{l}\left\{t^3 - x^3 + \frac{3}{2}l\,(t^2 - x^2)\right\}\right](2t + h) + \frac{t^3}{30EJ_1}(t^2 - x^2).$$ [7]

Die unmittelbare Wirkung von R auf die Verbiegung der Mauer selber ist hierin vernachlässigt. Die Bewegung $S = S_1 + S_2$, die eine unmittelbare Folge des Erddruckes auf die Mauern ist, kann aber nur vor sich gehen, wenn der Erddruck auch wirklich ausgeübt wird. Das geschieht nur unter einer der Mauerbewegung folgenden Nachrutschung des Bodens. Dieses Nachrutschen muß schon bei dem ersten Eintreten des x-Zustandes geschehen, allerdings unter einer gewissen Auflockerung des Bodens. Die in den folgenden Zuständen eintretenden passiven Erddrücke werden sich somit erst nach längerem Gebrauch des Docks in ganzer Stärke einstellen, wenn das vorher unvermeidliche Zurückgehen der Mauern den immer wieder etwas nachrutschenden Boden schließlich so verdichtet hat, daß die Zurückbiegung der Mauer unmerklich geworden ist. Dann tritt ein Zustand 5. Da die Dockmauern von jetzt an bei allen folgenden Bauzuständen eingespannt sind, ist es die Sohle in gleicher Weise. Man berechnet daher als notwendige Grundlage aller folgenden Untersuchungen den statisch bestimmten x-Zustand, und zwar am besten nach Ermittlung von x graphisch, da man auf diese Weise ein Bild der gesamten Spannungsverteilung im ganzen Querschnitt erhält. Darauf muß man die Zusatzspannungen für die jetzt eingespannte Sohle bei leerem und bei vollem Dock berechnen. Zu beachten ist, daß von jetzt an die kleinste Normalkraft stets im x-Zustand auftritt. Als Einspannungsquerschnitt der Sohle wird man den senkrechten Schnitt am Mauerfuße ansehen dürfen, da für diesen Punkt von jetzt an die Tangente an die Biegungslinie immer die gleiche Lage behalten wird. Dann kann man die Größe und den Sinn des Einspannungsmomentes, sowie angenähert die Größe und den Schwerpunkt der passiven Erddruckoberfläche bestimmen.

Zustand 5 bei vollem Dock werde bezeichnet als $5v$, bei leerem Dock als $5l$.

Zustand $5v$ (volles Dock).

Das Dock wird nach Eintritt des x-Zustandes ganz gefüllt. Die äußeren Kräfte, welche gegenüber dem x-Zustande hinzutreten, bringen die Einspannung hervor, sie sind in Abb. 22 schraffiert angegeben; sie sind

1. ein Mehr an Mauerauftrieb $V_x = V - x\,b_u + \frac{x^2}{n}$;
2. ein Mehr an Wasserdruck von $\frac{t^2 - x^2}{2}$;
3. der passive Erddruck E_5;
4. die aufwärts gerichtete Reibungskraft $R_5 = \mu E_5$;
5. ein Weniger an Bodendruck von $G_{5v} = 2\,(V_x + R_5)$.

Die Form und die Größe von E_5 ist hierbei unbekannt. Kennt man eins von beiden, so kann man das andere berechnen. Die Größe des passiven Erddruckes ist in der Hauptsache eine Funktion der Bewegung, welche die Mauer gegen die Erde ausführt. Die Bewegung ist am Mauerkopf

7) Nach dem Beispiel ist $S = 10{,}6$ mm.

am größten, und da die neutrale Achse der Sohle ihre Länge nicht ändert, in der halben Sohlenhöhe gleich 0. Es wird sich daraus eine passive Erddruckfläche ergeben, welche ähn-

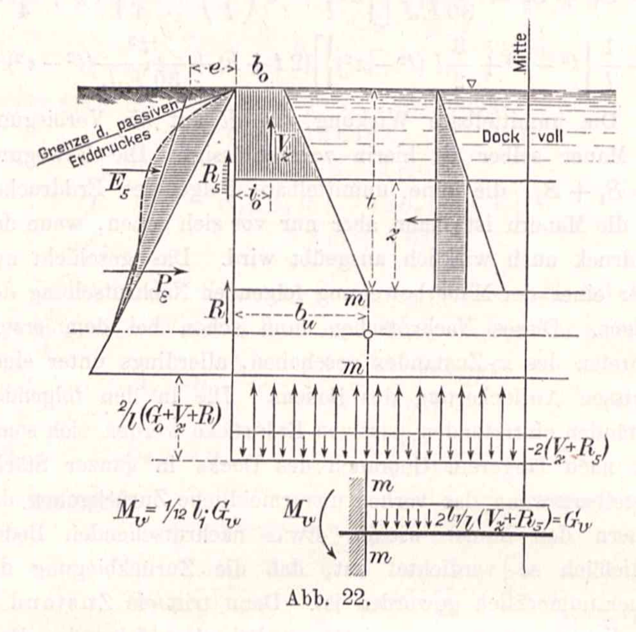


Abb. 22.

lich wie in Abb. 22 tangential oben in die Grenzlinie des passiven, unten des aktiven Erddrucks übergeht. Da die Form der E_p-Fläche entweder gar nicht oder nur durch schwierige Rechnungen genau zu bestimmen ist, soll sie zur Annäherung als Dreiecksfläche betrachtet werden, von der Höhe $t + \frac{h}{2}$ und der Grundlinie e mit der Bedingung, daß das Moment beider Flächen bezogen auf die Sohlenmitte das gleiche bleibt. Für die Mitte des Einspannungsquerschnittes gilt dann die Bedingung: Das Moment aller Kräfte links vom Schnitt $m-m$ muß gleich dem Einspannungsmoment, also gleich $\frac{1}{12} l_1 \cdot G_v$ sein. Daraus folgt die Gleichung:

$$\frac{t^2}{2}\frac{(2t+3h)}{6} - \frac{z^2}{2}\frac{(2z+3h)}{6} - E_5\frac{(2H-h)}{3} - \mu E_5 b_u$$
$$- V_z(b_u - i_o) + \frac{2V_z}{l}\frac{b_u^2}{2} + \frac{2\mu E_5}{l}\frac{b_u^2}{2} - \frac{1}{12}\frac{2V_z}{l}\cdot l_1^2$$
$$- \frac{1}{12}\frac{2\mu E_5}{l} l_1^2 = 0.$$

Daraus folgt $E_5 = \frac{Q_5}{\mathfrak{N}_5}$ mit den Werten

$$Q_5 = l\,[t^2(2t+3h) - z^2(2z+3h) - 12 V_z(b_u - i_o)]$$
$$- 2 V_z (l_1^2 - 6 b_u^2),$$
$$\mathfrak{N}_5 = 2\,[2l(2H - h + 3\mu b_u) + \mu(l_1^2 - 6b_u^2)] \text{ und}$$
$$i_o = \frac{b_o^2 + b_o b_z + b_z^2}{3(b_o + b_z)}.$$

Nach Ausführung dieser Berechnung kann man die Drucklinie für den $5v$-Zustand so zeichnen, als ob er statisch bestimmt wäre.[8])

Der 5 l-Zustand (leeres Dock).

Man geht wieder von dem z-Zustande aus. Man nimmt an, daß bei der Füllung das Wasser bis zur Höhe z angestiegen sei, und daß darauf das Dock aus irgend einem Grunde wieder geleert würde. Hierbei findet dann eine Umkehrung von R statt. Die den z-Zustand verändernden und die Einspannung bewirkenden Kräfte sind in Abb. 23 wieder schraffiert worden; sie sind nach abwärts gerichtet:

1. $V'_z = \frac{1}{2}(b_u + b_z)\,t$ (Verminderung von Auftrieb);
2. $2R$ zur Umkehrung von R;
3. $R'_5 = \mu E'_5$.

Wagerecht gerichtet:

4. ein Weniger an Wasserdruck auf die Mauer gleich $\frac{z^2}{2}$;
5. der passive Erddruck E'_5.

Aufwärts gerichtet:

6. ein Mehr an Bodendruck unter der Sohle von
$$G_{5\,l} = 2\,(V'_z + 2R + R'_5).$$

E'_5 ist gleich als Dreieck gezeichnet worden.

Man setzt wieder die Momente rechts und links von $m-m$ einander gleich und erhält die Gleichung:

$$V'_z(b_u - i_u) + 2R\,b_u + \mu E'_5 b_u - \frac{z^2}{2}\frac{(2z+3h)}{6} - E'_5\frac{(2H-h)}{3}$$
$$- \frac{2(V'_z + 2R)}{l}\frac{b_u^2}{2} - \frac{2\mu E'_5}{l}\frac{b_u^2}{2} + \frac{1}{12}\frac{2(V'_z+2R)}{l} l_1^2$$
$$+ \frac{1}{12}\frac{2\mu E'_5}{l} l_1^2 = 0.$$

Daraus folgt $E'_5 = \frac{Q'_5}{\mathfrak{N}'_5}$ mit den Werten

$$Q'_5 = [12 V'_z(b_u - i_u) + 24 R b_u - z^2(2z+3h)]\,l$$
$$+ 2(V'_z + 2R)(l_1^2 - 6b_u^2),$$
$$\mathfrak{N}'_5 = 2\,[2l(2H - h - 3\mu b_u) - \mu(l_1^2 - 6b_u^2)] \text{ und}$$
$$i_u = \frac{b_u^2 + b_u b_z + b_z^2}{3(b_u + b_z)}.^{9)}$$

Die Bauzustände müssen vollständig für sich durchgerechnet werden, weil die Mauern und die Sohle infolge

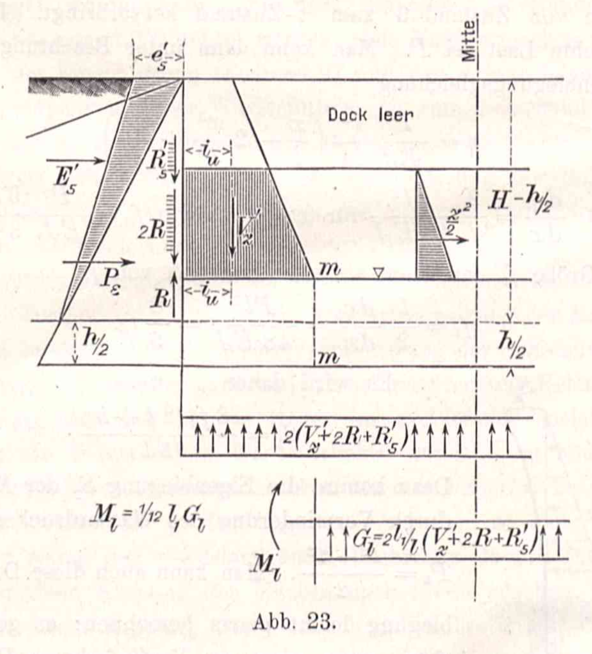


Abb. 23.

Fehlens der Verblendung einen schwächeren Querschnitt haben, als nach Fertigstellung. Durch Anbringen der Verblendung ändern sich die Gewichte, ohne daß die tragenden Querschnitte größer werden. Die Untersuchung hat bis hierher auch die gleiche Gültigkeit für Schleusen. Ist es dort ausgeschlossen, daß das Wasser unter den z-Wasserstand fällt,

8) Im Beispiel wird der passive Erddruck E_5 = rd. 46 t/m. Einen großen Einfluß auf die Größe von E_5 hat R infolge seiner Umkehrung. Vgl. Anm. zu Teil VI am Schlusse.

9) Im Beispiel wird E'_5 = 103 t/m, vgl. Anm. zum Schlusse.

dann tritt der niedrigste Wasserstand an dessen Stelle. Zustand $5\,l$ fällt dann fort. Es folgen jetzt

Die Gebrauchszustände.

Die Gebrauchszustände entstehen durch die Dockung eines Schiffes. Nach der Dockung entsteht während des Wiederfüllens ein neuer z-Zustand, welcher Y-Zustand genannt werden möge. Die Höhe der Kielstapel über der Sohle sei k, der Tiefgang des Schiffes T, so daß das Schiff sich bei $(k+T)$ m Wasser im Dock aufsetzt. Bald nach Aufsetzen auf den Kiel sollen die Kimmstapel untergeholt werden, so daß das Aufsetzen auf die drei Stapelreihen bei annähernd gleichem Wasserstande eintreten möge. Das Dock durchläuft nun beim Auspumpen den früheren z-Zustand mit der Abweichung, daß in ihm jetzt ein Teil des Schiffgewichtes auf die Sohle drückt, so daß nun eine größere Sohlendurchbiegung nach unten eintreten muß, als im z-Zustand. Die Mauern und damit auch die Sohle treten dadurch aus der Einspannung heraus und verhalten sich wieder wie ein statisch bestimmter Körper. Daraus ergibt sich eine neue Maximalaufgabe. Mit der Vermehrung der Sohlendurchbiegung ist eine Vergrößerung des Vorkippens der Mauer verbunden. Dieses wird zum Teil durch die seitliche Abstützung des Schiffes aufgehalten werden. Da dieses Absteifen aber allmählich, entsprechend dem Abfallen des Wassers, vorgenommen wird, kann ein großer Teil der Steifen erst eingebracht werden, wenn die Mauer ihre größte Neigung nach innen bereits erreicht hat, so daß der Rest der Steifen wirkungslos in bezug auf Abstützung der Mauer ist. Die Wirkung der Absteifung auf die Mauer sei daher vernachlässigt, eine Annahme, die im Interesse der Sicherheit liegt.

Von Einfluß ist die Form des Schiffes, da sich nach ihr der Gewichtsanteil bestimmt, der bei dem ungünstigsten Wasserstande auf die Sohle drückt. Da es aber für diese theoretische Erörterung keinen großen Wert hat, die verschiedenen Formen zu berücksichtigen, so werde angenommen, daß das in Rechnung gestellte größte Schiff eine Normalform derart habe, daß sein Lastenmaßstab eine Parabel sei (vgl. Abb. 24).

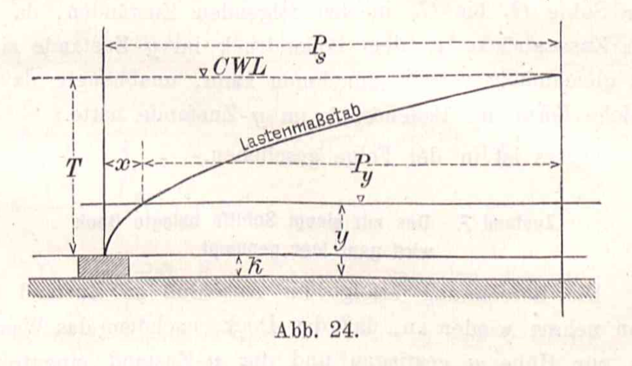


Abb. 24.

Diese Annahme des Lastenmaßstabes entspricht zwar nicht völlig der Form der heutigen Schiffe, bei welchen er eher einer Hyperbel ähnlich ist; man kommt aber bei Annahme des Lastenmaßstabes als Hyperbel auf unangenehme Gleichungen, ohne bedeutend andere Ergebnisse zu erhalten. Außerdem kommt es vor allem auf den unteren Teil der Kurve an, da y stets kleiner als $\frac{1}{3}$ Tiefgang ist. Dort ist die Parabel hinreichend genau. Will man nicht mit der Parabel rechnen, so empfiehlt es sich, den Lastenmaßstab auf längere Strecke als Gerade anzusehen und die Gleichung derselben für die Punkte, in deren Nähe y liegt, zu bestimmen. In diesem Falle sind dann Proberechnungen nötig.

Bezeichnet man mit P_s das durchschnittliche Schiffsgewicht für 1 m Länge, mit P_y den Teil von P_s, welcher bei y m Wasser im Dock von der Sohle getragen wird, dann ist der Parameter der Parabel $p=\frac{T^2}{2\,P_s}$, und die Gleichung der Parabel demnach $(y-k)^2=2px$. Da nun $P_y=P_s-x$, so wird

$$P_y=\frac{P_s}{T^2}\left[(T^2-k^2)+2yk-y^2\right].^{10)}$$

Berechnung des Wertes y für den y-Zustand.

Für unsern Fall sei angenommen, daß bei y m Wasser im Dock $\frac{1}{m}P_y$ von den Kielstapeln und dementsprechend $\frac{m-1}{2m}P_y$ von jeder Kimmstapelreihe getragen werde. Die Kimmstapel mögen dabei in dem Abstande c von der Außenkante Sohle stehen. Unter der Sohle wirkt das ganze P_y als Gegendruck. Die Untersuchung lehnt sich jetzt eng an die des z-Zustandes an, es werden die Werte $\frac{df_o}{dz}$, $\frac{d'f_u}{dz}$ und $\frac{df_w}{dz}$ unter folgenden Änderungen übernommen (Abb. 25):

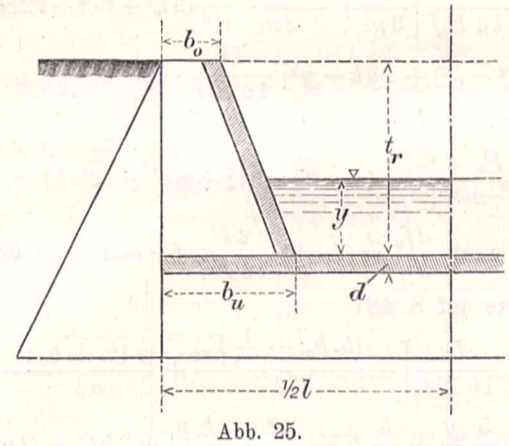


Abb. 25.

Die Mauerstärken werden einschließlich Verblendung eingesetzt, z wird überall durch y ersetzt. y rechnet von der Oberkante der verblendeten Sohle aus. Die Sohlenverblendung wird nur als Gewicht, aber nicht als tragender Teil der Sohle gerechnet, dementsprechend wird als untere Stärke der Mauer der Schnitt in Oberkante Sohlenverblendung angenommen. Dadurch gehört $l\cdot d$ zum Eigengewicht der Sohle und wird für die Biegung der Sohle einflußlos, so daß die Mauerhöhe unten auch um die Höhe d vermindert erscheint.

Der Wasserdruck auf die Mauer wird $\frac{y^2}{2}$, sein Hebelsarm ist für die Mitte Sohle $\frac{y}{3}+d+\frac{h}{2}$, in der Formel für z ist daher $\frac{h}{2}$ dort, wo es als Hebelsarm in dem Wasserdruckmoment auftritt, zu ersetzen durch $\frac{h_r}{2}=\frac{2d+h}{2}$. Der Wasserdruck wird $\frac{y^2}{2}$. $\mathfrak{W}$ behält den früheren Wert,

10) In dem Beispiel ist mit einem Schiffe von 200 t/m Durchschnittsgewicht gerechnet, derart, daß das Schiff auf größere Länge ein Gewicht gleich dem $1\frac{1}{2}$ fachen Durchschnittsgewicht $P_s=300$ t/m habe. Ferner wurde angenommen $T=10$ m, $k=1{,}2$ m, m $=2$. Das Dock sei innen ganz herum 0,5 m stark verblendet, so daß $d=0{,}5$ m wird.

V, b_u, t und die anderen Mauerbreiten b ändern sich entsprechend den neuen Abmessungen und werden bezeichnet mit V_r, b_r, t_r und den früheren Ausdrücken b_o und b_u. Dem Drucke von P_y von oben entspricht ein $+f_y$, welches in gleichem Sinne wirkt wie f_{ox} (vgl. S. 486), so daß zu den Werten $\frac{df_o}{dy}$, $\frac{df_u}{dy}$, $\frac{df_w}{dy}$ hinzutritt $\frac{df_y}{dy}$, wenn f_y die Durchbiegung infolge von P_y ist. Es ist $f_y = f_{yo} - f_{yu}$. Unter

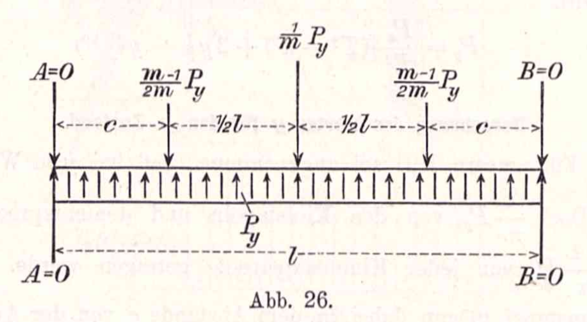


Abb. 26.

Anwendung von Fall 2, 6 und 8 der Hütte I, 1899, S. 362 und Beachtung von Abb. 26 erhält man

$$f_y = \frac{\frac{1}{m} P_y l^3}{48\,EJ} + \frac{(m-1)}{2m}\frac{P_y}{EJ}\left(\frac{l_c^3 c}{8} + \frac{c^3}{3} + \frac{c^2 l_c}{2}\right) - \frac{P_y}{EJ}\frac{5\,l^3}{384}$$

$$= P_y \frac{l^3}{16\,EJ}\left[\frac{1}{3m} + \frac{(m-1)}{2m}\frac{c}{l^3}(3\,l_c^2 + 8\,c^2 + 12\,cl_c) - \frac{5}{24}\right]$$

$$= [(T^2 - k^2) + 2\,yk - y^2]\frac{l^3}{16\,EJ}\cdot C_y,$$

wobei ist

$$C_y = \frac{P_s}{3\,T^2 m l^3}\left[l^3 + (m-1)\,c\,(3\,l_c^2 + 8\,c^2 + 12\,c\,l_c) - \frac{5}{8}\,m\,l^3\right].$$

Es wird $\frac{df_y}{dy} = (k-y)\frac{2\,l^3}{16\,EJ}\,C_y$ und unter Beachtung der Werte auf S. 487

$$\Sigma\frac{df}{dy} = \frac{l^3}{16\,EJ}\Bigg[-\frac{(b_r b_m + \frac{1}{2n}V_r)}{l} + \frac{y\,(b_r + b_m)}{n\,l} - \frac{3}{4}\frac{y^2}{n^2 l}$$

$$-\frac{5}{12}\frac{y}{n} + \frac{5}{12}\,b_r - \frac{y^2}{l} - \frac{h_r y}{l} + 2\,k\,C_y - 2\,y\,C_y\Bigg].$$

Daraus folgt $y = -A_y + \sqrt{A_y^2 + B_y}$, wobei ist

$$A_y = \frac{[5\,l - 12\,(b_r + b_m - n\,h_r - 2\,n\,l\,C_y)]\,n}{6\,(3 + 4\,n^2)},$$

$$B_y = \frac{(5\,b_r l + 24\,k\,l\,C_y - 12\,b_r\,b_m - \frac{6}{n}V_r)\,n^2}{3\,(3 + 4\,n^2)}.$$

Das über die Bodendruckverteilung unter der Sohle bei dem x-Zustande Gesagte gilt in verstärktem Maße für den y-Zustand. Es wird zwar immer nötig sein, den angenäherten y-Wert unter Annahme gleichmäßiger Bodendruckverteilung auszurechnen, aber auch stets notwendig bleiben, diesen angenäherten Wert zu verbessern, da bei breiten Docks die Sohle im y-Zustande stets eine stärkere Durchbiegung nach unten erleiden muß. Hierfür ist dann auch die Neuaufstellung der Formel für y erforderlich, weil die Formeln für f_u andere Formen annehmen und somit die Werte $\frac{df_u}{dy}$ andere werden.

y-Zustand bei ungleichmäßiger Bodendruckverteilung.

Die Docksohle sei wieder nach unten durchgebogen, dann wird unter Beachtung von S. 487 für die Zusatzdurchbiegung f_y, welche aus der Belastung der Docksohle durch das Schiffsgewicht P_y entsteht

$$\frac{df_y}{dy} = (K - y)\frac{2\,l^3}{16\,EJ}(C_{y_0} - \gamma_1\,C_{y_1}),\ \text{wobei ist}$$

$$C_{y_0} = \frac{P_s}{3\,Tm\,l^3}[l^3 + (m-1)\,c\,(3\,l_c^2 + 8\,c^2 + 12\,l_e)]$$

$$\text{und}\ C_{y_1} = \frac{P_s}{3\,T^2\cdot 8}.$$

Dementsprechend wird

$$y = -A_y + \sqrt{A_y^2 + B_y}\ \text{mit den Werten}$$

$$B_y = \frac{\left[\gamma_1(b_u l - 24\,Kl\,C_{y_1}) + 24\,Kl\,C_{y_0} - 12\,b_u b_m - \frac{6}{n}V\right]2\,n^2}{6\,(3 + 4n^2)},$$

$$A_y = \left[\gamma_1\frac{l\,(1 - 24\,n\,C_{y_1})\,n}{6\,(3 + 4n^2)} - \frac{12\,(b_u + b_m - n\,h_r - 2\,nl\,C_{y_0})\,n}{6\cdot(3 + 4n^2)}\right.$$ [11]).

Für den y-Zustand wird die Drucklinie gezeichnet. Entsprechend dem x_1-Zustande tritt nahe dem y-Zustande ein y_1-Zustand der größten Zugspannung in der Sohlenunterkante auf. Die Spannungen in dem y- und dem y_1-Zustande weichen jedoch so wenig voneinander ab, daß sich die Errechnung des y_1-Zustandes erübrigt. Nach Eintreten des y-Zustandes entstehen noch drei verschiedene Gebrauchszustände des Docks. In diesen Zuständen ist das Dock wieder eingespannt. Die Mauern bewegen sich theoretisch gar nicht mehr, die Sohle kann sich nur noch als eingespannter Balken zwischen den Fußpunkten der beiden Mauern bewegen. Hierdurch ist 1. die Länge des sich biegenden Balkens bedeutend verringert, 2. die Verbiegung dieses verkürzten Stückes infolge der Einspannung bei Annahme gleichmäßiger Belastung auf $\frac{1}{5}$ des Maßes verkleinert, welches es bei freier Auflagerung erleiden müßte. Die weitere Verbiegung der Sohle gegenüber derjenigen, welche sie im y-Zustande erlitten hatte, wird somit so gering, daß sie vernachlässigt werden darf. Das eingespannte Dock wird sich ohne wesentliche Formänderung auf und ab bewegen, eine Schlußfolgerung, die ja mit den ausgeführten Messungen übereinstimmt.

Die Folge davon ist, daß man die Bodendrücke unter der Sohle G_7 bis G_9 in den folgenden Zuständen, da sie nur Zusatzdrücke zu dem Bodendruck im y-Zustande sind, als gleichmäßig verteilt annehmen kann, unabhängig davon, welche Form der Bodendruck im y-Zustande hatte.

Dieses ist in der Folge geschehen.

Zustand 7. Das mit einem Schiffe belegte Dock wird ganz leer gepumpt.

Die Berechnung erfolgt im Anschluß an Zustand 5 l. Man nehme wieder an, daß das Dock, nachdem das Wasser bis zur Höhe y gestiegen und der y-Zustand eingetreten

11) Die Neuberechnung von y ist häufig nötig. Bei einem Beispiel (Dock wie vor gemäß Abb. 1a auf S. 477) ergab sich bei Annahme gleichmäßiger Bodendruckverteilung ein $y = 4{,}26$ m und eine Durchbiegung nach unten $f = 5{,}1$ mm.

Bei Annahme eines Mehrunterdruckes in der Sohlenmitte wurde $y = 4{,}7$ m, $f = 3{,}4$ mm. Hierbei war $\alpha:\beta = 4:1$, und das Verhältnis der spezifischen Bodendrücke in der Mitte und der Seite $B:C = 11{,}72$ t/qm : $8{,}24$ t/qm.

Diese Werte wurden tabellarisch gefunden. Man muß hierbei so vorgehen, daß man erst verschiedene Annahmen $\alpha:\beta$ macht, daraus die Werte y, f und die Bodendrücke in der Sohlenmitte und an der Seite bestimmt. Es gibt für jede Annahme $\alpha:\beta$ nur je einen der andern Werte.

war, leergepumpt wird. Die Reibungskraft R kehrt sich hierbei wieder um.

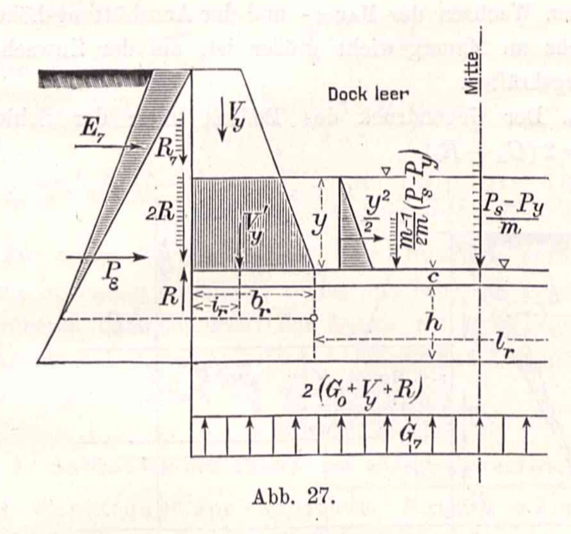


Abb. 27.

Die gegen den y-Zustand neu wirkenden und die Einspannung bewirkenden Kräfte sind in Abb. 27 eingetragen, sie sind von oben wirkend

1. das Mauermehrgewicht $V'_y = \frac{b_r + b_y}{2} \cdot y$,
2. der passive Erddruck E_7,
3. die Reibungskraft $R_7 = \mu E_7$,
4. die zur Umkehrung von R erforderliche Reibungskraft $2R$,
5. der Rest des Schiffsgewichtes $P_s - P_y$ in gleicher Verteilung wie vorher,
6. ein Mehr an Bodendruck von unten von $G_7 = 2(V'_y + 2R) + 2\mu E_7 + (P_s - P_y)$ in gleichmäßiger Verteilung angenommen,
7. ein Weniger an Wasserdruck von $\frac{y^2}{2}$.

Hierbei kann das Moment des auf die Kimmschlitten entfallenden Teiles von $(P_s - P_y)$ als unwesentlich vernachlässigt werden. Man erhält dann als Gleichung für den passiven Erddruck E_7:

$$V'_y(b_r - i_r) + 2R\,b_r + \mu E_7\,b_r - \frac{y^2}{2}\,\frac{(2y+3h)}{6} - E_7\,\frac{(2H-h)}{3}$$
$$-2\,\frac{(V'_y + 2R)}{l} \cdot \frac{b_r^2}{2} - \frac{2\mu E_7}{l}\,\frac{b_r^2}{2} + \frac{1}{12}\,\frac{2(V'_y + 2R)}{l} \cdot l_r^2$$
$$+\frac{1}{12}\,\frac{2\mu E_7}{l}\,\frac{b_r^2}{2} - \frac{(P_s - P_y)}{l} \cdot \frac{b_r^2}{2} + \frac{1}{12}\,\frac{(P_s - P_y)}{l}\,l_r^2$$
$$-\frac{(P_s - P_y)}{m} \cdot \frac{l_r}{8} = 0.$$

Daraus folgt $E_7 = \frac{Q_7 - U_7}{\mathfrak{N}_7}$ mit den Werten

$$Q_7 = [12\,V'_y(b_r - i_r) + 24\,R\,b_r - y^2(2y + 3h_r)]\,l + 2(V'_y + 2R)(l_r^2 - 6b_r^2),$$
$$U_7 = (P_s - P_y)\left(6b_r^2 - l_r^2 + \frac{3}{2m}\,l\,l_r\right),$$
$$\mathfrak{N}_7 = 2\,[2l\,(2H - h - 3\mu b_r) - \mu(l_r^2 - 6b_r^2)].$$

Es folgt:

Zustand 8. Das Dock wird gefüllt.

Die den y-Zustand ändernden und den passiven Erddruck E_8 hervorrufenden Kräfte sind in Abb. 28 eingetragen. Die Berechnung erfolgt im Anschluß an Zustand $5v$. Es sind an Kräften vorhanden:

a) Über der Sohle:

1. ein Weniger an Mauergewicht $V_y = \frac{b_o + b_y}{2}(t - y)$,
2. die Reibung aus den passiven Erddrucken μE_8,
3. der Wasserdruck $\frac{t^2 - y^2}{2}$,
4. der passive Erddruck E_8,
5. unter Vernachlässigung der Kimmschlittendrucke, der Kielstapeldruck $\frac{1}{m}P_y$.

b) Unter der Sohle:

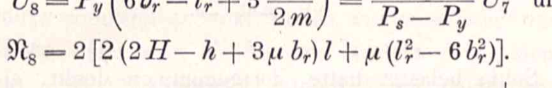
6. $G_8 = 2(V_y + \mu E_8) + P_y$.

Die Gleichung für E_8 wird dementsprechend

$$\frac{t_r^2}{2}\left(\frac{t_r}{3} + \frac{h_r}{2}\right) - \frac{y^2}{2}\left(\frac{y^2}{3} + \frac{h_r}{2}\right) - E_8\,\frac{(2H-h)}{3} + \mu E_8\,b_r$$
$$-V'_y(b_r - i_o) + G_8\,\frac{1}{l}\,\frac{b_r^2}{2} = \frac{G_8\,l_r^2}{12\,l} - \frac{1}{m}\,P_y\,\frac{l_r}{8}.$$

Daraus folgt $E_8 = \frac{Q_8 + U_8}{\mathfrak{N}_8}$, wobei ist

$$Q_8 = l\,[t_r^2(2t_r + 3h_r) - y^2(2y + 3h_r) - 12\,V_y(b_r - i_o)] - 2\,V_y(l_r^2 - 6b_r^2),$$
$$U_8 = P_y\left(6b_r^2 - l_r^2 + 3\,\frac{l \cdot l_r}{2m}\right) = \frac{P_y}{P_s - P_y}\,U_7 \quad \text{und}$$



$$\mathfrak{N}_8 = 2\,[2(2H - h + 3\mu\,b_r)\,l + \mu(l_r^2 - 6b_r^2)].$$

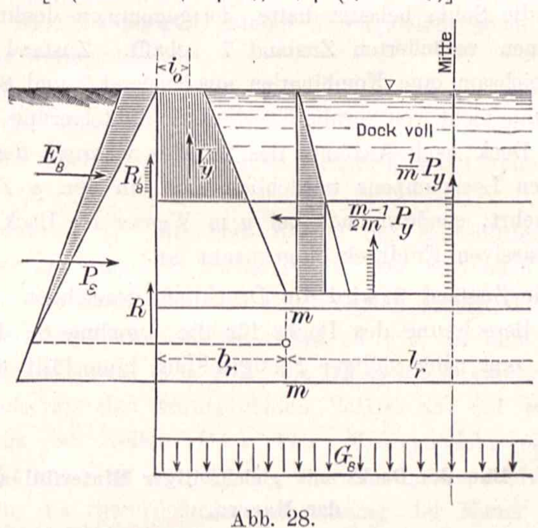


Abb. 28.

Zustand 9. Das Schiff wird hinausgefahren und das Dock wieder geleert.

Durch Leerung des Dockes wird der einspannende passive Erddruck vermindert. Ist diese Verringerung E'_9, der übrig bleibende Druck E_9, dann wird $E_9 = E_8 - E'_9$; man berechnet somit Zustand 9 gegenüber Zustand 8.

Die Kräfte, welche den Erddruck E_9 hervorrufen, sind in Abb. 29 durch Schraffierung bezeichnet. E'_9 wirkt entgegengesetzt wie E_8. Es sind als einspannende Reibungskräfte anzusetzen $2R$ zur Umkehrung von R, $\mu \cdot E_8$ zur Aufhebung von μE_8 und $\mu E_9 = \mu(E_8 - E'_9)$ als die dem resultierenden passiven Erddruck E_9 entsprechende Reibungskraft, alle nach unten gerichtet. Die übrigen Kräfte erklären sich von selbst. — Es ergibt sich folgende Gleichung:

$$\frac{t_r^2}{2}\,\frac{(2t_r + 3h_r)}{6} - (E_8 - E_9)\,\frac{(2H-h)}{3} - V_r(b_r - i_r) - \mu E_9\,b_r$$
$$-(\mu E_8 + 2R)\,b_r + \frac{b_r^2}{2} \cdot \frac{2V_r}{l} + \frac{2\mu E_8}{l}\,\frac{b_r^2}{2} + \frac{4R}{l}\,\frac{b_r^2}{2}$$
$$+\frac{2\mu E_9}{l}\,\frac{b_r^2}{2} - \frac{l_r^2}{12} \cdot \frac{2V_r}{l} - \frac{2\mu E_8}{12}\,\frac{l_r^2}{l} - \frac{4R}{12}\,\frac{l_r^2}{l} - \frac{2\mu E_9\,l_r^2}{12\,l} = 0.$$

Löst man nun diese Gleichung nach E_9 auf und setzt den früher für E_8 gefundenen Wert ein, dann erhält man unter Anwendung der früher bereits gewählten Bezeichnungen $E_9 = \frac{Q_7 + U_8}{\mathfrak{N}_7}$. Man gelangt zu dem gleichen Werte, wenn man gemäß Abb. 30 sich von der Sohle des völlig leeren Docks das Schiffsgewicht, welches im y-Zustande die Sohle belastet hatte, fortgenommen denkt, sich also einen veränderten Zustand 7 schafft. Zustand 9 ist also gleichsam eine Kombination aus Zustand 7 und 8. Man durfte nur nicht von vornherein diese Schlußfolgerung ziehen, da das Dock nach Ausfahrt des Schiffes während des dann folgenden Leerpumpens tatsächlich nicht in den y-Zustand zurückkehrt, sondern auch bei y m Wasser im Dock durch einen passiven Erddruck eingespannt ist.

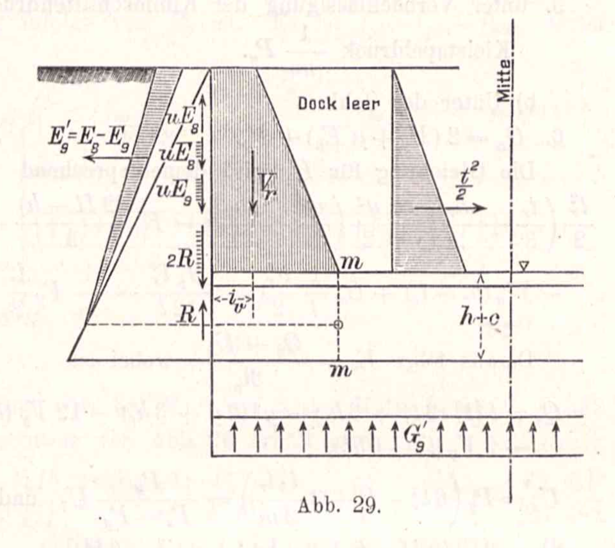


Abb. 29.

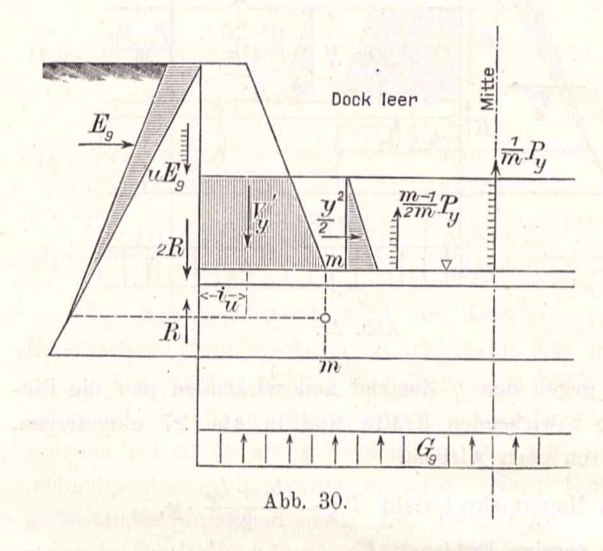


Abb. 30.

Für Zustand 9 wird die Drucklinie gezeichnet. Damit ist die Berechnung des Docks für die Annahme 1, daß die Mauern erst nach völliger Fertigstellung hinterfüllt werden, beendet.

IV. Bau des Docks mit gleichzeitiger Hinterfüllung der Mauern.

Bauzustand 2a. Hochführen der Mauer unter gleichzeitiger Sandanschüttung. Es wird angenommen, 1. daß die Hinterfüllung immer durchschnittlich um w m unter der jeweiligen Maueroberkante bleibe, 2. daß der Bodendruck unter der Sohle als gleichmäßig verteilt gerechnet werden dürfe. Annahme 2 ist hier zur Vereinfachung der Rechnung gemacht. Die Rechnung mit ungleichmäßig verteiltem Bodendruck wird sehr schwierig und wird zweckmäßig für jeden Einzelfall für sich behandelt. Es sei nicht weiter auf die größte Durchbiegung, sondern auf die größte Spannung bei Zustand 2a eingegangen. Sie möge eintreten bei einer Mauerhöhe von x m über der Sohle nach Abb. 31.

1. Die Höhe des Erddruckdreiecks ist $x + h - w$, so daß $P_x = P_\varepsilon \frac{(x+h-w)^2}{H^2}$ wird, wenn P_ε der Erddruck bei H m Höhe ist.

2. Das Mauergewicht ist $G_x = \left(b_u - \frac{x}{2n}\right) x \cdot s_1$ (s. S. 478).

3. Die Reibungskraft ist $R_x = \mu P_x = \mu P_\varepsilon \frac{(x+h-w)^2}{H^2}$, wobei R tatsächlich von 0 bis μP_x wächst, R aber so lange mit seinem jeweiligen Größtwerte eingesetzt werde, als bei gleichem Wachsen der Mauer- und der Anschüttungshöhe der Zuwachs an Mauergewicht größer ist, als der Zuwachs an Reibungskräften.

4. Der Gegendruck des Bodens unter der Sohle ist $G_{ux} = 2\,(G_x - R_x)$.

Der Schwerpunktsabstand des Mauerkörpers von seiner Hinterkante wird wieder gesetzt

$$i_x = \frac{b_w + b_x}{4} = \frac{1}{2}\left(b_u - \frac{x}{2n}\right),$$

dann wird die größte Spannung in der Mitte

$$\sigma_x = \frac{P_x - W_x}{h \cdot 1} \pm \left[G_x i_x - \frac{G_{ux} l}{8} + P_x \frac{x - w - \frac{1}{2}h}{3} - W_x \frac{2x+3h}{6}\right] \frac{1}{\mathfrak{W}}.$$

W_x ist dabei der für die Sohlenbiegung wirksame Wasserdruck.

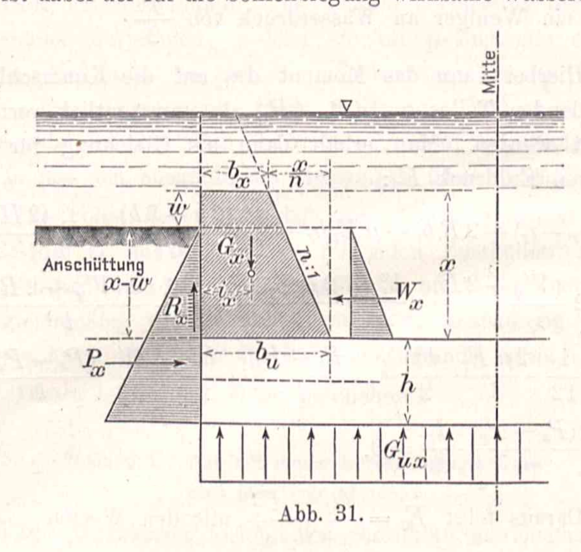


Abb. 31.

Hierbei ergibt das — Zeichen vor der eckigen Klammer die Druck-, das + Zeichen die Zugspannung, so daß die größte Zug- und Druckspannung demnach wieder bei verschiedenem x eintritt. Für die Zugspannung ergibt sich, wenn $\mathfrak{W} = \frac{1 \cdot h^2}{6}$ gesetzt wird:

$$\sigma_x = \frac{P_\varepsilon}{h H^2}(x+h-w)^2 - \frac{x^2}{2h} + \frac{6}{h^2}\left[\left(b_u - \frac{x}{2n}\right)^2 \frac{x \cdot s_1}{2} - \left(b_u - \frac{x}{2n}\right) x s_1 \frac{l}{4} + \frac{\mu P_\varepsilon}{H^2}(x+h-w)^2 \frac{l}{4} + \frac{P_\varepsilon}{3H^2}(x+h-w)^2\left(x - w - \frac{1}{2}h\right) - \frac{x^2}{12}(2x+3h)\right].$$

Die größte Zugspannung tritt ein für $\frac{d\,\sigma_x}{dx} = 0$, daraus folgt

$$x = -A_x + \sqrt{A_x^2 + B_x}$$

mit den Werten

$$A_x = + \frac{2n^2 P_\varepsilon (3\mu l + 8h - 12w) + 3nH^2(ls_1 - 4b_u s_1 - \frac{8}{3} h \cdot n)}{3H^2(3s_1 - 4n^2) + 24n^2 P_\varepsilon}$$

$$B_x = + \frac{6 s_1 b_u H^2 (l - 2b_u) - 4 P_\varepsilon (h - w)(2ht + 3\mu l - 6w)}{3H^2(3s_1 - 4n^2) + 24n^2 P_\varepsilon} \cdot n^2.$$

Für diesen Zustand 2a wird die Drucklinie gezeichnet und die Spannung errechnet, beides von Interesse gegenüber der früheren Berechnungsart der Docks, als auch gegenüber der Annahme 1 dieses Aufsatzes. Die anderen Zustände des Baues bleiben dieselben wie vorher.

V. Anwendung der Theorie auf andere Bauweisen.

1. Schüttung der Sohle im Nassen zwischen Spundwänden. Als Beispiel kann das Kaiserdock in Bremerhaven dienen. Die Mauern werden nach dem Auspumpen im Trockenen erbaut. Der Erddruck auf die Mauern ist beinahe völlig durch die Spundwände aufgehoben worden, er könnte höchstens später, wenn einmal die Spundwandanker verrostet sind, in Wirkung treten. Durch Erbauung der Mauern im Trockenen tritt die stärkste Beanspruchung der Sohle auch gleich im Anfange auf. Sie wird vergrößert durch das Gewicht der trockenen Mauern, auf welche kein Erddruck zur Entlastung wirkt, verkleinert durch die gewöhnlich vorgesehene Neigung der Spundwände, welche durch Reibung einen Teil des Mauergewichts unter Umgehung der Sohle auf den Untergrund übertragen. Zu beachten ist, daß bei Füllung des Docks die Mauer sich nach innen neigen muß. Bei Wiederholung des Füllens und Leerens wird mit der Zeit Sand in den sich beim Leeren bildenden Zwischenraum zwischen Spundwand und Mauer fallen und so für das trockene Dock eine günstige Einspannung hervorrufen.

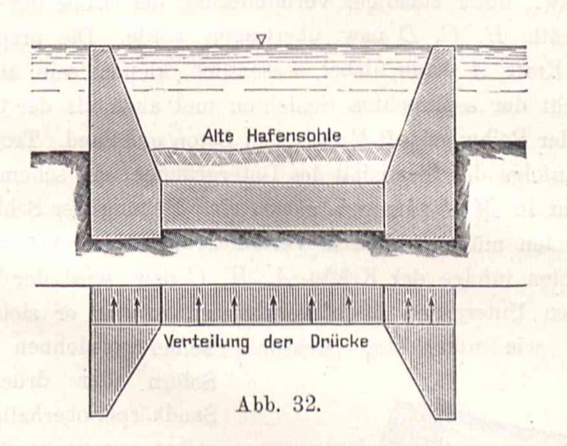


Abb. 32.

Die Fertigstellung der Mauern muß daher für die Sohlenoberkante die größte Zugspannung ergeben, welche später geringer wird. Das Dock ist dann nur noch für Belastung durch das schwerste angenommene Schiff bei trockener Sohle zu untersuchen, da dieses Zugspannungen in Sohlenunterkante ergeben kann.

2. Bau in einer größeren, im Trockenen ausgehobenen oder nach Bau eines Fangedammes trocken gelegten Baugrube. Als Beispiel dienen die neuen Anlagen von Devenport. Die Theorie kann nahezu unverändert angewandt werden. Zu beachten ist, daß das volle Mauergewicht wirkt, daß man seine Wirkung aber immer durch gleichzeitige Anschüttung schwächen kann.

3. Bau mit senkrechtem Sohlenschlitz am Mauerfuße. Die Mauern werden für sich unter Anwendung von Preßluft gebaut, die Sohle unter der Taucherglocke dazwischen gestampft. Der Anschlag wird für sich auf einem breiten Sinkkasten[12]) oder in einem großen eisernen, oben offenen Kasten, welcher im unteren Teil als Druckluftkammer ausgebildet ist[13]), erbaut. Diese Bauweise wird dort gar nicht zu vermeiden sein, wo man dicht neben älteren Docks tiefere neue bauen muß, wo also bei vorheriger Ausbaggerung der ganzen Baugrube für den Glockenbetrieb die Gefahr der Unterspülung der höher liegenden älteren Docks vorhanden ist. Die Theorie muß wie folgt geändert werden:

Die Mauerdrücke werden für sich vom Boden aufgenommen. Die Sohle wird durch Reibung an den Mauerinnenflächen, vielleicht auch durch Anbinden mit ihnen fest zusammenhängen müssen, da sonst die seitlichen Quellen das Dock unbrauchbar machen würden. Das ganze Dock ist in diesem Zustande spannungslos, da unten die ausgeübten Drücke unmittelbar vom Boden aufgenommen werden, also Gleichgewicht aller Kräfte ohne Auftreten von Momenten besteht. Die Spannungen infolge Eigengewicht seien wieder vorläufig vernachlässigt.

Für Bauzustand 2 ist daher diese Bauart derjenigen unter der Glocke (Kiel) in statischer Beziehung außerordentlich überlegen. Der gefährlichste Zustand kommt hier später.

Zustand 3. Mit dem Beginn des Einschüttens hört jetzt der spannungslose Zustand auf. Die biegenden Kräfte sind nur die Erddrücke von außen. Man zerlegt dabei den Dockquerschnitt zweckmäßig genau so wie bei dem reinen Taucherglockenbau, d. h. sieht die Docksohle in ganzer Breite des Docks als den beanspruchten Balken an, auf welchem allerdings bei vollem Dock kein Mauergewicht einwirkt. Diese Annahme ist nur für die Berechnung der Sohle, nicht aber für die Standsicherheitsberechnung der Mauer gültig. Für die Mauerberechnung darf ihr Gewicht selbstverständlich nie gleich Null gesetzt werden. Die Annahme für die Sohle ist an die Bedingung geknüpft, daß in der Anschlußfuge zwischen Mauer und dem inneren Teile der Sohle keine keilförmige Fuge bei irgend einem der Zustände entsteht; eine Annahme, die als unumgängliche Bedingung für Docks gelten muß. Andernfalls ist die Bauweise nicht brauchbar. Über die Wahrscheinlichkeit des Auftretens solcher Fugen geben die Drucklinienbilder Aufschluß. Die Abmessungen sind hier so zu wählen, daß die Lage der Drucklinien solche Fugen als unmöglich erkennen läßt.

Zustand 4 bis 9. Der x-Zustand, d. h. derjenige der größten Durchbiegung der Sohle nach unten während des Baues, entwickelt sich genau wie früher. Es wirkt wieder das Zusatzgewicht der Mauern auf die Sohle ein, also das herausragende Stück der Mauer mit dem Einheitsgewicht des Seewassers gerechnet. Die Formel für x bleibt daher genau dieselbe wie vorher. Da bei den früher abgeleiteten Formeln

12) Floridaschleuse in Le Havre.

13) Neue Städtische Schleuse in Antwerpen.

die Maximalzustände, für welche die Werte von z und auch für y ausgerechnet wurden, unabhängig von dem Gewichte der eingetauchten Mauern waren, so gilt das was für z gilt, auch für y, sowie für alle Formeln der passiven Erddrücke E; auch diese sind unabhängig von G_o. Nur die wirklichen Spannungen σ_z usw. werden andere. Ebenso wie die wirklichen Spannungen sind auch die Drucklinien ganz anders als vorher. Hierzu ist zu bemerken, daß jetzt der y-Zustand, Eindockung eines Schiffes, für das Dock der gefährlichste werden muß. Jetzt wirkt das Schiffsgewicht auf die Sohle, während das Gegengewicht der Mauern zum größten Teil fehlt. Die Drucklinie wird also stark nach oben ausschlagen so daß unten die stärksten Zugspannungen auftreten müssen. Es wirken hier dann die seitlichen Erddrücke mit dem Schiffsgewicht ohne wesentliche Gegenkraft zusammen.[14]

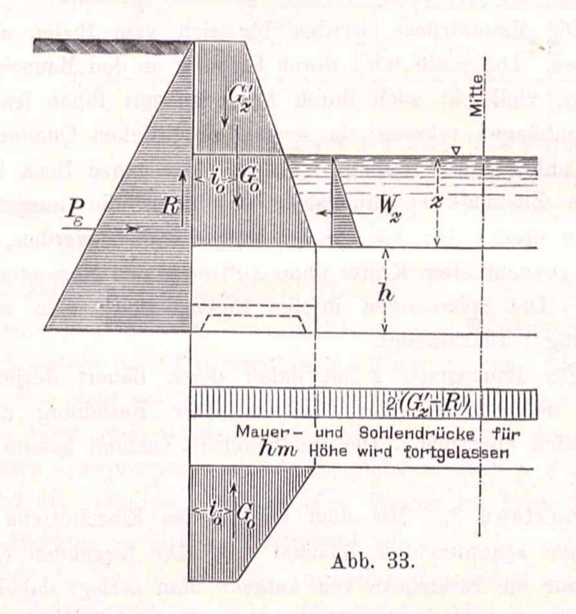


Abb. 33.

Für die Ermittlung der Drucklinie ist es nötig, die Mauer oberhalb der Sohlenoberkante mit ihrem ganzen Gewicht einzusetzen und den entsprechenden Teil des Bodengegendruckes von unten in ähnlicher Form hinzuzufügen (vgl. Abb. 33). Die Drucklinie wird dadurch nicht nur für die Sohlenmitte, sondern auch für die Mauern richtig.

VI. Schlußbemerkung.

Es ist in der bisherigen Theorie als allgemeiner Fall vorausgesetzt worden, daß zwischen Lenzen und Füllen des Docks die Reibungskraft R sich umkehre. Ist man infolge der Beschaffenheit des Hinterfüllungsstoffes gezwungen, mit einem sehr großen Reibungskoeffizienten μ zwischen Boden und Hinterkante Dockmauer zu rechnen, dann wird gewöhnlich im Zustande z oder y der Größtwert von R noch nicht erreicht sein. Es bleibt dann nichts übrig, als R zu einer Funktion von z zu machen. Die Folge dieser Annahme ist, daß während des Füllens und Leerens z einen verschiedenen Wert erhält. Diese Annahme setzt, wie die der völligen Umkehrung von R vor Erreichung des z-Zustandes, eine glatte Rückseite der Dockmauer voraus.

Besteht die Rückwand der Mauer jedoch nicht aus einer glatten Fläche, sondern infolge Anbringens der Verschalung wie in Abb. 34 aus einer rauhen mit Absätzen versehenen Fläche, dann ist die Annahme wahrscheinlicher, daß an der Mauerhinterseite die Reibung überhaupt nicht in Wirkung tritt, sondern durch das Gewicht eines gleichsam an die Mauer gehängten Erdkörpers ersetzt wird.

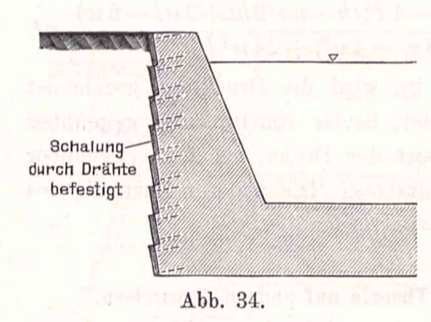


Abb. 34.

Man kann sich den Vorgang etwa wie folgt denken (vgl. Abb. 35). Die Erde hinter der Mauer sei parallel zur Mauer in senkrechte schmale Schichten zerlegt, welche bis zu einer Wagerechten MM in Unterkante Sohle reichen mögen.

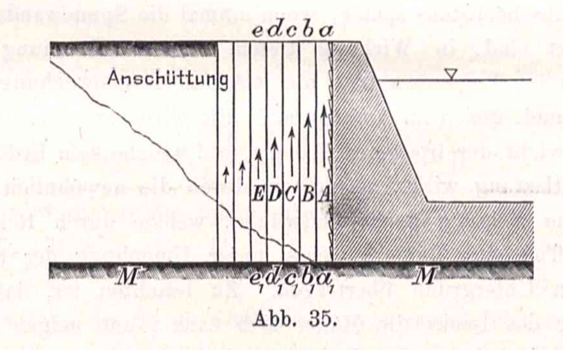


Abb. 35.

Während des Leerens und der damit verbundenen Hebung des Docks übt die Dockwand eine hebende Kraft A auf die Schicht $a a_1$ aus, welche auf die Schichten $b b_1$, $c c_1$ usw., unter ständiger Verminderung der Größe der Kraft, als Kräfte B, C, D usw. übertragen werde. Die ursprüngliche Kraft A kann dabei wesentlich kleiner sein als das Gewicht der senkrechten Schichten und auch als der Größtwert der Reibungskraft R zwischen Beton und Sand. Trotzdem wird infolge der Elastizität des Untergrundes, der schematisch gedacht in MM anfangen möge, eine Hebung der Schichten stattfinden müssen. Durch Verminderung des Gewichts der Schichten infolge der Kräfte A, B, C usw. wird der Druck auf den Untergrund MM verkleinert, so daß er sich nun genau wie unter der Docksohle selber ausdehnen wird. Sofern der drückende Sandkörper oberhalb MM selbst elastische Eigenschaften besitzt, wird sich die elastische Ausdehnung z. T. auch in ihm selber abspielen. Man hat es dann mit einem Hochbiegen der wagerecht gedachten Schichten zu tun, wie es in Abb. 36 übertrieben dargestellt ist. Die Wirkung dieser Annahme für die Berechnung ist, daß man mit einer stets gleichgerichteten

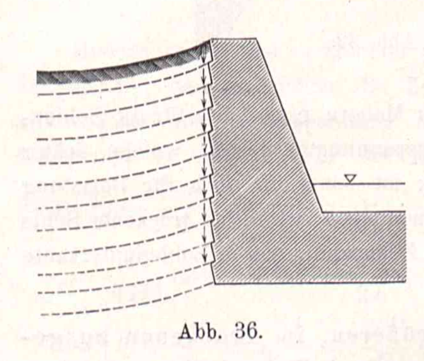


Abb. 36.

14) Bei breiten Docks zeigt es sich im y-Zustand hier meist, daß die halbe Durchbiegung $\frac{f}{2}$ größer ist, als das Einsinken des Docks infolge Auspumpens, also $\frac{1}{2} f > d$. Dadurch tritt an den Sohlenenden ein negativer Einheitsdruck auf, der jedoch nur einen relativen Wert besitzt. Tatsächlich bleibt der Einheitsdruck an den Dockseiten immer positiv, da der Boden unter dem großen Eigengewicht der selbständig abgesenkten Mauern eine starke Zusammendrückung und positive Druckbeanspruchung erlitten hatte. Die Formeln für y müssen daher für diese Bauart entsprechend geändert werden.

Kraft an der Hinterkante der Mauer rechnen muß. Der Grenzwert dieser Kraft ist der Größtwert der Reibungskraft R, gerechnet mit dem kleinsten zulässigen Reibungskoeffizienten. Die Zustände werden jetzt unabhängig davon, ob das Dock gerade gefüllt oder geleert wird. Der z- und der y-Zustand treten daher in gleicher Weise bei Füllung und Leerung auf. Die Formeln des z- und y-Zustandes bleiben unverändert, da sie von R unabhängig sind, die Formeln für die passiven Erddrücke müssen jedoch geändert werden.

In den Zuständen 5 l, 7 und 9, bei gelenztem Dock hört R auf, eine die Einspannung mit bedingende Kraft zu sein, es muß daher in den Formeln gestrichen werden.

Hinsichtlich der Kraft $\mu\ E_p$, die aus den passiven Erddrücken früher entstandene Reibungskraft, kann man die Annahme machen, daß die Grenze für die Größe des an der Mauerhinterkante hängenden Erdgewichtes jetzt bei $R + \mu\ E_p$ liege. Läßt man dieses zu, dann bleibt der Wert μ in den Formeln unverändert. Bemerkt sei allerdings gleich, daß diese Annahme in Wirklichkeit nie ganz zutreffen wird, daß aber der begangene Fehler wegen des geringen Gewichtes von $\mu \cdot E_p$ nur klein ist. Es ist aber schwer anzugeben, wieviel Erde durch die stärkere Anpressung der Mauern mehr mit hochgenommen wird. Die neue Formel für E'_5 z. B. wird dann bei nicht umkehrender Reibungskraft $E'_5 = \frac{Q'_5}{\mathfrak{N}'_5}$ mit den Werten:

$$Q'_5 = [12\ V'_z (b_u - i_u) - z^2 (2\ z + 3\ h)]\ l + 2\ V'_z (l_1^2 - 6\ b_u^2)$$
$$\mathfrak{N}'_5 = 2\ [2\ l\ (2\ H - h - 3\ \mu\ b_u) - \mu\ (l_1^2 - 6\ b_u^2)]$$

vgl. S. 492.

Die Formeln für E_7 und E_9 ändern sich entsprechend.

In den Zuständen bei gefülltem Dock 5 v und 8 tritt folgendes ein:

Wenn das Dock gefüllt ist, ist das angehängte Erdgewicht gleich Null geworden. Es muß daher nach Abb. 37 als den Zustand ändernde Kraft, R von unten nach oben wirkend zur Vernichtung des „Gewichtes" R angebracht

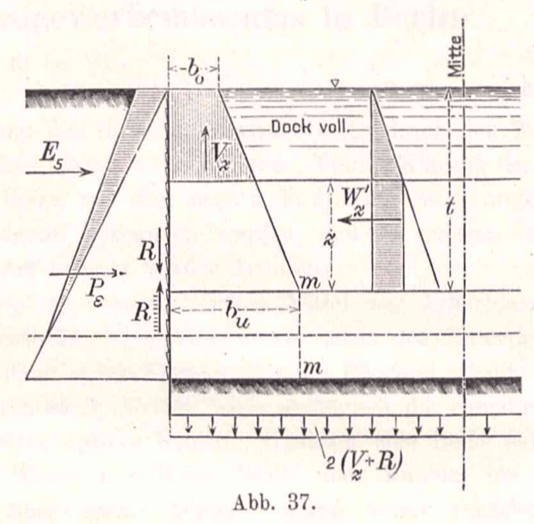


Abb. 37.

werden; die Reibungskraft $\mu \cdot E_p$ ist desgleichen gleich Null und muß gestrichen werden. Die Formel für E_5 ändert sich nun wie folgt: $E_5 = \frac{Q_5}{\mathfrak{N}_5}$ mit den Werten

$$Q_5 = l[t^2(2\,t + 3\,h) - z^2(2\,z + 3\,h) - 12\ V_z (b_u - i_o) - 12\,R\,b_u]$$
$$- 2\ (V_z + R) \cdot (l_1^2 - 6\ b_u^2)$$
$$\mathfrak{N}_5 = 4\ l\ (2\ H - h).$$[15]

Die Formeln für E_7 und E_9 ändern sich entsprechend.

Nach Ausrechnung dieser Formeln kann man auch bei Annahme der Nichtumkehrung von R alle nötigen Drucklinien zeichnen.

15) Bei Nichtumkehrung von R wird im Beispiel $E_5 = 16$ t/m rd. und $E'_5 = 26$ t/m rd., statt 46 und 103 t/m früher.

Buchdruckerei des Waisenhauses in Halle a. d. S.